



TITLE:

接着剤を併用した鋼橋のあて板補
修・補強技術に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

丹波, 寛夫

CITATION:

丹波, 寛夫. 接着剤を併用した鋼橋のあて板補修・補強技術に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18242>

RIGHT:

許諾条件により本文は2015-03-01に公開

接着剤を併用した鋼橋のあて板補修・補強技術に関する研究

丹波 寛夫

接着剤を併用した鋼橋のあて板補修・補強技術に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	5
1.2.1 腐食損傷の現状とその補修・補強工法	5
1.2.2 あて板補強に関する研究	6
1.2.3 鋼桁端部の腐食対策に関する研究	7
1.2.4 接着剤の耐久性に関する研究	8
1.3 研究目的	14
1.4 論文構成	15
[第1章の参考文献]	17
第2章 都市高速道路の維持管理の現状	20
2.1 はじめに	20
2.2 阪神高速道路の維持管理の概要	20
2.2.1 構造区分	20
2.2.2 供用期間区分	21
2.2.3 維持管理費の推移	22
2.3 阪神高速道路における鋼構造物の点検	23
2.3.1 点検種別	23
2.3.2 定期点検結果の判定	24
2.3.3 鋼構造物の点検項目と判定基準	26
2.4 阪神高速道路における鋼構造物の損傷分析	28
2.4.1 損傷発生状況	28
2.4.2 損傷内容	31
2.4.3 さび・腐食損傷の事例	35
2.4.4 疲労損傷の事例	42
2.5 阪神高速道路における鋼構造物の補修事例	45
2.5.1 腐食損傷に対する補修事例	45
2.5.2 疲労損傷に対する補修事例	53
2.6 まとめ	56
[第2章の参考文献]	57
第3章 接合面処理の違いがすべり挙動に及ぼす影響に関する検討	59
3.1 はじめに	59

3.2	試験体の設計・製作	59
3.2.1	試験体形状と寸法	59
3.2.2	試験体の種類	61
3.2.3	表面粗さ	63
3.2.4	無機ジンの塗装膜厚	66
3.3	すべり耐力試験	67
3.3.1	ボルト軸力	67
3.3.2	計測項目と方法	67
3.3.3	試験方法	67
3.4	試験結果と考察	68
3.4.1	軸力減衰率	68
3.4.2	荷重と相対変位の関係	68
3.4.3	すべり係数	71
3.4.4	すべり係数と各表面粗さパラメータの関係	73
3.4.5	すべり面の観察	76
3.5	2種ケレンによる鋼材粗面と無機ジン面の高力ボルト摩擦接合継手の破壊メカニズムとすべり係数	79
3.6	まとめ	80
	[第3章の参考文献]	82
第4章	腐食部に接着剤を用いたあて板補強のすべり挙動に関する検討	83
4.1	はじめに	83
4.2	構造用接着剤の性能	84
4.2.1	構造用接着剤	84
4.2.2	接着性能に関する検討	85
4.3	試験供試体の設計・製作	89
4.3.1	試験供試体	89
4.3.2	試験パラメータと試験供試体の内訳	91
4.3.3	試験供試体の製作	93
4.4	引張試験	100
4.4.1	試験方法	100
4.4.2	計測項目	101
4.5	試験結果と考察	101
4.5.1	ボルト軸力	101
4.5.2	荷重と相対変位の関係	103
4.5.3	すべり係数と有効すべり係数	105
4.5.4	荷重とひずみの関係	108
4.5.5	接合面の状況	109

4.6	まとめ	112
	〔第4章の参考文献〕	114
第5章	腐食した鋼桁端部の補修・補強設計法に関する検討	115
5.1	はじめに	115
5.2	腐食した鋼桁端部の補修方法に関する解析的検討	117
5.2.1	解析モデル	119
5.2.2	解析方法	119
5.2.3	解析ケース	119
5.2.4	解析結果	121
5.3	腐食した鋼桁端部の補修方法に関する実験的検討	125
5.3.1	実験供試体の形状	125
5.3.2	実験供試体の腐食状態の設定	125
5.3.3	実験供試体の内訳	127
5.3.4	実験供試体の製作	129
5.3.5	実験方法	130
5.3.6	計測項目	130
5.4	実験結果と考察	131
5.4.1	荷重と鉛直変位の関係	131
5.4.2	荷重と面外変位の関係	132
5.4.3	主ひずみ分布	133
5.4.4	残留変形状況	135
5.4.5	支点上補剛材のひずみ	136
5.4.6	高力ボルトの軸力減少率	137
5.5	まとめ	138
	〔第5章の参考文献〕	138
第6章	腐食した鋼構造物の補修・補強設計法の提案	140
6.1	はじめに	140
6.2	腐食した鋼構造物の補修・補強設計の基本方針	140
6.3	腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアルの作成	142
6.3.1	適用範囲	142
6.3.2	調査	143
6.3.3	あて板補修の設計一般	144
6.3.4	あて板補修に用いる構造用接着剤	145
6.3.5	あて板補修の設計	148
6.3.6	接合部の表面処理	150
6.3.7	あて板補修の施工	150

6.3.8 腐食減肉した鋼構造物のあて板補修例	152
6.4 まとめ	153
[第6章の参考文献]	153
 第7章 結論	 154
 謝辞	 159

第1章 序論

1.1 研究の背景

アメリカの経済状況が悪化した1980年以前、アメリカでは道路の維持管理に十分な予算が投入されず¹⁻¹⁾、1980年代初頭にはアメリカの道路施設の多くが老朽化し、崩落、損傷、通行止めが相次ぎ、劣悪な状態に陥っていた。1983年には「荒廃するアメリカ」¹⁻²⁾が出版され、アメリカにおける公共構造物に対する維持管理の削減による損傷構造物の増加、および損傷構造物の増加に伴い、将来はさらに社会損失が増えることが指摘された。アメリカでは、1980年代になって、財源を增強し、維持修繕に力を入れたことにより、欠陥橋梁の数は減少してきたが、2004年(平成16年)時点でも全体の30%弱に当たる約17万橋の欠陥橋梁が全米に存在しており、未だに「荒廃するアメリカ」から抜け出せないでいる¹⁻³⁾。

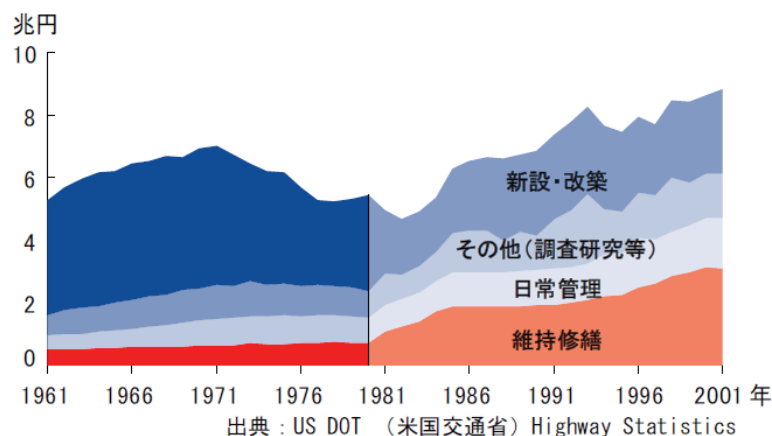


図-1.1 アメリカの道路投資額の推移¹⁻¹⁾

イギリスにおける幹線道路の橋は、図-1.2に示すとおり、1960年代初めか80年代末に建設されたものが多く、ピークは1970年代であった¹⁻⁴⁾。これらの橋梁に対して、1987年11月に当時の運輸省によって、橋梁リハビリ15カ年計画(Bridge Rehabilitation Programme)が開始された。これは、橋梁通行の安全を保証するための橋梁構造の維持保全と、期限内でヨーロッパ大陸と同等の車両重量の通行を可能とすべく橋格を向上する補強のためのリハビリ計画であった。

フランスにおける国道の橋梁の大部分は、図-1.3に示すとおり、1960年代と1970年代に建設されている¹⁻⁵⁾。それらの多くは補修を必要とするまたは適切なレベルのサービスを提供することができない。これらの橋梁に対して、1994年からIQOA(Quality Image of Engineering Structure)を開始し、3年ごとに橋梁を評価することで、国の既存橋梁を包括的に評価している。そして2006年には、道路資産の大部分を地方に移管することで、国が管理する橋梁数を減らし、残った橋梁を合理的に維持管理している。

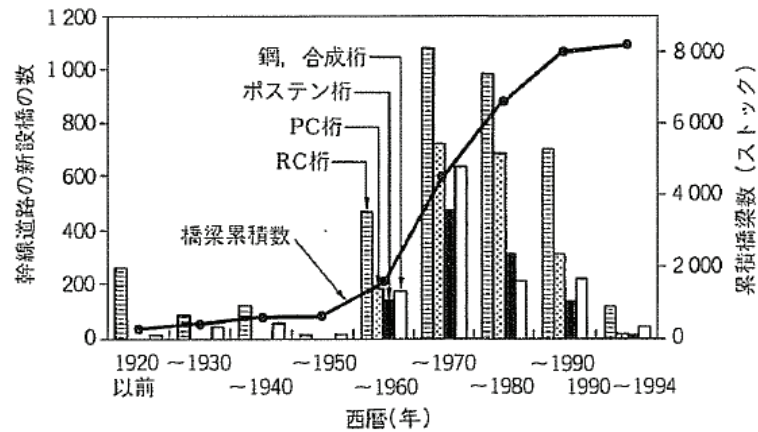


図-1.2 イギリスの幹線道路の橋梁建設年とストックの増加¹⁻³⁾

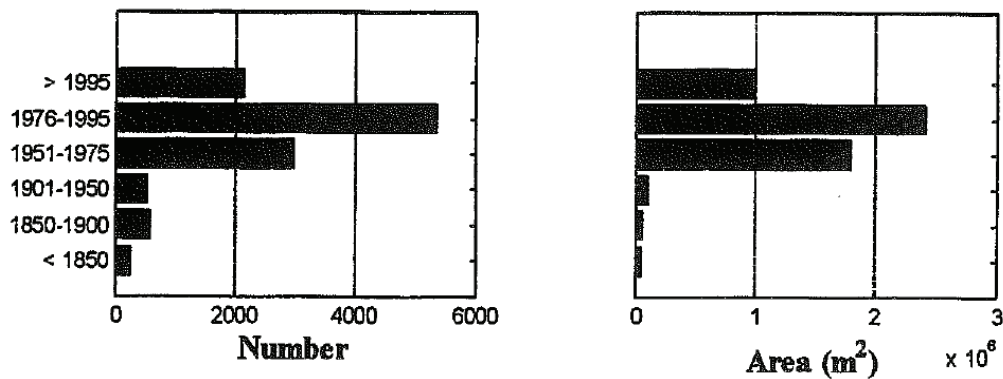


図-1.3 フランスの国道の橋梁建設推移¹⁻⁴⁾

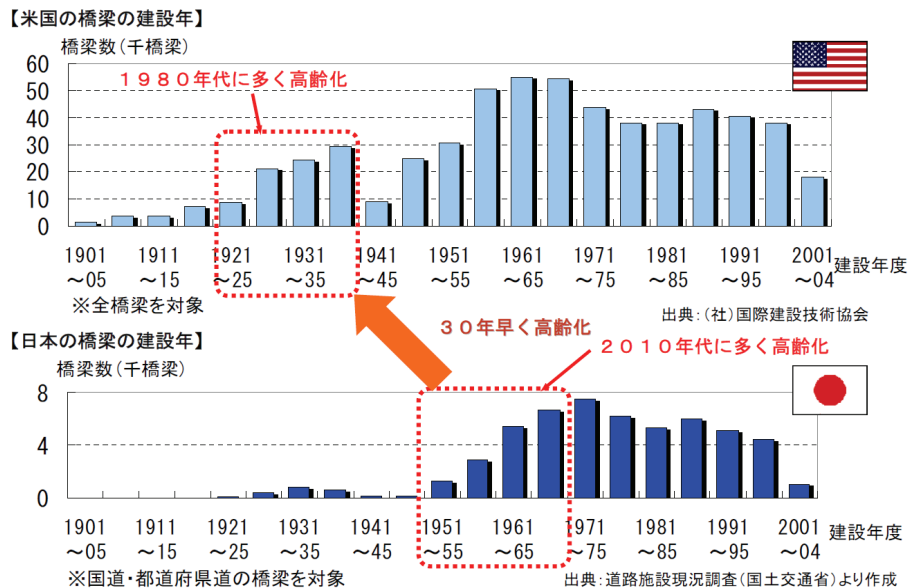


図-1.4 橋梁の建設年の日米比較¹⁻¹⁾

一方、我が国では、1960年代の高度経済成長期に道路整備が急ピッチに進められ、橋梁の建設数も飛躍的に増大した。ニューディール政策の時代から整備が本格化したアメリカと比較すると、図-1.4のように、我が国はアメリカに30年遅れていると言え、我が国でも、適切な管

理を怠ると、2010年代には「荒廃するアメリカ」と同じ状態になることが懸念されており、高度経済成長期に建設された橋梁群が供用後50年を迎えた現在、それらの橋梁等の道路施設の損傷が増大し始め、補修・補強等により大きな負担が生じることが懸念された。その結果、道路施設は、損傷を放置すると後年に大規模な修繕工事等大きな負担が生じるため、2008年（平成20年）5月に、「道路橋の予防保全に向けた提言」¹⁻⁶⁾が提示され、道路橋の予防保全の実現のため、5つの方策（①点検の制度化、②点検および診断の信頼性確保、③技術開発の推進、④技術拠点の整備、⑤データベースの構築と活用）が提言されている。そのような中、2011年（平成23年）3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震とそれに伴って発生した津波、およびその後の余震により引き起こされた東日本大震災により、東北地方の社会基盤施設（橋梁などの道路構造物、堤防や防波堤などの海岸施設、および河川堤防や水門などの河川施設）は、甚大な被害を受けたが、これらの復旧・復興は、震災から3年が経過した現在でも、遅々として進んでいない状況である。2012年（平成24年）12月2日、中央自動車道笹子トンネルの天井板崩落の重大事故が発生し、社会基盤施設の機能を維持することが重要である、とりわけ、社会基盤施設のなかでも重要な橋梁などの道路構造物の延命・長寿命化を図ることが急務であると認識されている。

現在、我が国の道路橋のストックは15m以上の主要なものだけでも157,000橋以上という膨大な量となっており、将来の維持管理が大きな課題である。なかでも鋼橋は、全体の約38%を占め、その数は全国で約60,000橋である¹⁻⁷⁾。これらの橋梁を適切に維持管理するため、国土交通省では、「直轄管理橋梁における長寿命化修繕計画の策定について（依頼）」（平成19年1月11日付け、国土交通省道路局国道・防災課課長補佐事務連絡）に基づき、各地方整備局管内のすべての直轄道路橋について、長寿命化修繕計画の策定に向けた対象橋梁の一覧表の作成、長寿命化修繕計画による効果の把握等の作業を行うとともに、「長寿命化修繕計画策定事業費補助制度要綱」（平成19年4月2日付け、国道国防第215号・国道地環第43号、国土交通省道路局長通知）を整備し、各地方公共団体が管理する道路橋の長寿命化対策として、長寿命化修繕計画策定事業を実施している。

このように、我が国においても橋梁の維持管理について予防保全に向けた取り組みが始まったところであるが、経年劣化した橋梁の損傷事例は、年々増加の一途である。橋梁の中で、鋼橋に生じる損傷の現象としては、塗膜の劣化、鋼材の腐食とそれに伴う部材断面の減少、鋼材の亀裂とその進行に伴う破断、高力ボルトの遅れ破壊、接触、衝突等による変形などがある¹⁻⁸⁾、¹⁻⁹⁾。我が国では、比較的降雨や積雪量が多いだけでなく、冬期の凍結防止剤の散布や海岸線に近いなどの条件で腐食環境が厳しい道路橋も多く、腐食は鋼橋の主たる劣化要因となっており、なかでも、狭隘空間で路面導排水の流末や伸縮装置のある桁端部では局部的に著しい腐食が生じることが多い¹⁻¹⁰⁾。また、腐食損傷は、時間経過にともない進行・悪化する傾向があり、定期的に橋の状態を把握し適切な時期に補修や補強の対策が行われなければ、合理的に予防保全できる機会を失するだけでなく深刻な状態に至らせてしまう可能性が高い。

鋼道路橋の腐食損傷が深刻な状態となった代表的な事例としては、沖縄県の辺野喜橋の落橋事例¹⁻¹¹⁾がある。辺野喜橋は、1981年（昭和56年）に沖縄県国頭村に建設された橋長35mの無塗装仕様の耐候性鋼道路橋であったが、写真-1.1に示すように桁内面側に極めて著しい腐食

損傷と断面欠損が発生し、2004 年（平成 16 年）に全面通行止めされ、その後、供用後 28 年後の 2009 年（平成 21 年）7 月 15 日に崩落に至っている。また、三重県木曽岬町に位置する国道 23 号の木曽川大橋（写真-1.2）や秋田県由利本荘市の本荘大橋では、鋼部材のコンクリート埋込部において腐食が進行し、鋼部材が破断に至った事例があり、福島県浪江町の請戸川橋や宮城県仙台市の生瀬橋では、雨水や冬期に散布される凍結防止剤によって、鋼主桁端部の腐食が進行し断面欠損が見られた事例もある¹⁻¹²⁾。このように、我が国では、腐食損傷が進行し部材破断や欠損に至り、落橋や通行止めを余儀なくされている橋梁もあることから、これら腐食損傷に対する維持管理が重要である。



(a) 主桁内面の腐食状況



(b) 主桁外面の腐食状況

写真-1.1 辺野喜橋の腐食損傷状況¹⁻¹²⁾



(a) 斜材の破断



(b) 斜材の破断拡大図



(c) あて板による補修

写真-1.2 木曽川大橋の損傷状況とあて板補修¹⁻¹²⁾

都市高速道路の一つである阪神高速道路は、1964 年（昭和 39 年）6 月に供用を開始して以来約 50 年が経過し、2011 年（平成 23 年）度末時点で、その延長は 245.7km に至っている。その総延長の約 85%にあたる 208.4 km が橋梁区間であり、また鋼桁橋はそのうち約 80%の 166.0km を占めている。したがって、都市高速道路という性格上、管理構造物の大半は高架形式の橋梁区間であり、土木構造物の維持管理の主要部分は鋼構造物である。

阪神高速道路の鋼構造物に生じている主な劣化要因としては、塗膜の劣化、腐食・減肉、疲労、座屈・変形、高力ボルトの遅れ破壊などである¹⁻¹³⁾。そのうち、1995、1996年（平成7、8年）度を実施した点検結果をもとに、損傷内容を部位別に比較すると、桁端部ではさび、腐食が支配的であるのに対し、支間部では高力ボルトの欠損、ゆるみが卓越し、き裂損傷の割合もかなり高くなっていた¹⁻¹⁴⁾。鋼橋の防食には、通常、塗装を行うことで対応しているが、経年による塗膜の劣化は避けられない問題であり、特に桁端部では、伸縮継手や床版端部からの漏水により、劣化の進行が支間部より進行しているものと考えられる。また、毎年冬期（12月～3月）には、路面の凍結防止のため、凍結防止剤（塩化ナトリウム）を路面に散布していることから、塩分を含んだ漏水により、桁端部の腐食損傷がさらに進行しているものと考えられる。

そこで、阪神高速道路では、伸縮継手や床版端部からの漏水をなくすとともに、近隣住民への騒音・振動の低減、ならびに高速道路利用者への快適な走行の実現を目的として、主桁連結や床版連結等により伸縮継手をなくす（ジョイントレス化）工事を鋭意進めている。しかし、すべての伸縮継手をなくすことはできないため、そのような箇所では漏水がある場合には伸縮継手止水工の補修工事を行っているが、全ての箇所に対応できていない状況にある。また、経年劣化する構造物が増大する一方で、それを補修するための維持管理費はますます厳しくなることが予想されるため、効率的で耐久性のある補修・補強技術が求められている。その中でも、損傷数量が多い鋼桁端部における腐食損傷対策は、橋梁の供用年数の増加とともにますます増加が予想される疲労損傷対策¹⁻¹⁵⁾とともに、重要な位置を占めている。

1.2 既往の研究

1.2.1 腐食損傷の現状とその補修・補強工法

国土交通省国土技術政策総合研究所¹⁻¹⁶⁾では、我が国において、鋼橋の主桁のどの位置に腐食が多発しているかを統計的な分析を行い、腐食の実態把握を行うとともに、腐食の発生が多い桁端部において、腐食形態の違いによる耐荷力への影響を数値解析により検討している。また、前川ら¹⁻¹⁴⁾は、阪神高速道路における1995、1996年（平成7、8年）度を実施した点検結果により損傷内容を部位別に比較すると、桁端部では腐食が支配的であることを報告している。また、猪瀬ら¹⁻¹⁷⁾は、首都高速道路における腐食対策を報告している。

これらの腐食した鋼構造物の補修方法として、鉄道橋においては、「鋼構造物補修・補強・改造の手引き」¹⁻¹⁸⁾が制定され、これを参考に補修されている。また、土木学会では、腐食した鋼構造物を対象として、残存耐荷性能評価および耐久性向上工法の確立に向けた検討がなされ、「腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル」¹⁻¹⁹⁾が発刊されている。その中で、耐荷性能の維持、回復および増強の技術としては、工法（部材の接着や添接、部材の取替、構造系の改善）と使用材料（コンクリート系材料、FRP系材料、金属系材料）を組み合わせ、耐荷性能の維持、回復および増強を行うことが示されている。また、腐食に対する主な補修・補強工法として図-1.5が示されている。

なお、既設部材への現場溶接は、狭隘な作業スペースで溶接姿勢が限定され取り付け精度が

低下し欠陥が生じやすいこと、供用下での溶接作業となるため振動や風の影響を受けやすいこと、温度管理を適切に行わないと初期不良（低温割れ，高温割れ）を生じる可能性があること，古い鋼材は溶接性に劣る場合が多いこと，再溶接による残留応力，ひずみの増加，新たな溶接欠陥の発生など疲労強度の低下要因を残す可能性があるため，部材の添接は高力ボルトによるあて板補強が用いられることが多い。

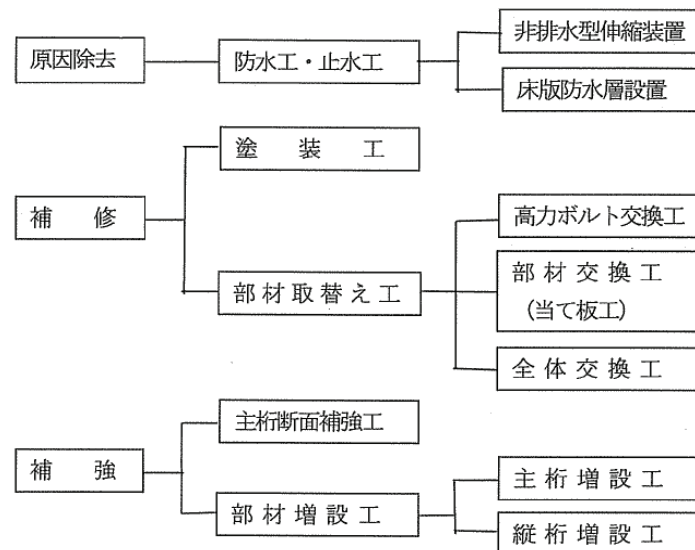


図-1.5 腐食に対する主な補修・補強工法¹⁻¹⁹⁾

1.2.2 あて板補強に関する研究

腐食した鋼部材の補強方法の1つとして，高力ボルトを用いたあて板補強を行う場合，腐食により減肉した凹部に対する防食と接合面でのすべり耐力の確保を目的として，凹部にパテ状のエポキシ樹脂を充填することが多い。そのため，接着剤としてエポキシ樹脂を用いた鋼板によるあて板補強に関連する研究は数多くなされている^{1-20)~1-29)}。それらの研究を大別すると以下のとおりである。

(1) 併用構造および着目点について

- ① 接着剤を併用した高力ボルト添接板継手の強度に関するもの
- ② 接着剤を併用した高力ボルトあて板補強の強度に関するもの
- ③ 上記を問わず，接着剤そのものの検討を行ったもの
- ④ 接着剤強度を発揮させるための構造改善を検討したもの

(2) 使用した材料について

- ① 平滑材
- ② 自然腐食材

(3) 腐食面の処理方法について

- ① 1種ケレン
- ② 2種ケレン
- ③ 3種ケレン

(4) 高力ボルトを締め付けた時期について

- ① 接着剤塗布後にすぐに高力ボルトを締め付けたもの
- ② 接着剤塗布後、1 日程度の間隔をおいて高力ボルトを締め付けたもの

(5) 実験時の温度について

- ① 常温 (20℃)
- ② 高温 (60℃程度)

各研究は、これらを組み合わせたケースについて検討がなされており、包括的な結論は以下のとおりである。

- ① 接着剤を併用した高力ボルト継手のすべり耐力は、高力ボルトのみの場合よりも概ね高いようである。この傾向は平滑材の場合に顕著であり、腐食材の場合には少しの強度増であった。
- ② 接着剤を併用したあて板では、接着剤塗布効果で、力の流れが平滑化する傾向にある。特に、第1 ボルト列付近の挙動が高力ボルトのみの場合と異なる。
- ③ 接着剤を塗布した場合の破壊メカニズムと強度の定量的評価に言及した研究は少ない。すなわち、強度に占める高力ボルトの摩擦抵抗力と接着剤のせん断抵抗力との関係は不明である。また、破壊メカニズムでは接着剤を塗布した端部から剥離が生じることはわかっていても、その破壊位置を明確に示した研究は少ない。

他に、木村ら¹⁻³⁰⁾は不陸調整用樹脂を用いた高力ボルト接合において、樹脂のフィラーとして鋼球等を混入することにより樹脂のクリープ変形を抑制し、ボルト軸力の経時低下を実用レベルまで改善されることを明らかにしている。森下ら^{1-31), 1-32)}、松本ら¹⁻³³⁾、福田ら¹⁻³⁴⁾は、腐食した鋼板に対して、高力ボルトを用いずに接着剤のみを用いた鋼板あて板補強に関して、腐食鋼板の終局挙動と性能回復効果を実験的に研究している。また、杉浦ら¹⁻³⁵⁾は、腐食による断面欠損部に対して、炭素繊維シート (CFRP) を用いて接着補強したときの補修効果を実験的に研究している。

1.2.3 鋼桁端部の腐食対策に関する研究

実務上対策工の確立が急務である腐食の発生が多い鋼桁端部において、補修・補強の必要性の有無、またその範囲を判定するため、国土交通省国土技術政策総合研究所¹⁻¹⁶⁾は、腐食形態の違いによる耐力への影響を数値解析により明らかにしている。独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター¹⁻³⁶⁾は、桁端部を模擬した断面欠損を有する鋼桁供試体を用いて静的曲げ載荷試験、疲労試験及び水平交番載荷試験等を行い、腐食による局所的な断面欠損に対する簡易当て板補強方法 (図-1.6 参照)、および鋼橋桁端部に腐食が見られた際の影響評価方法と補修・補強工法の選定方法を示している。Vo ら¹⁻³⁷⁾は、腐食が原因で取り替えられた実鋼橋から腐食が集中している桁端部を取り出し、載荷実験と解析から残存耐力を明らかにしている。臼倉ら^{1-38), 1-39)}は、桁端のウェブと支点上補剛材の下端の腐食に着目して弾塑性有限変位解析を行い、健全な状態とウェブと支点上補剛材の下端が腐食して断面欠損した場合の耐力特性の違いを明らかにしている。劉ら¹⁻⁴⁰⁾は、端部パネルにおいて局部腐食を有する鋼桁を対象に、腐食形状および進行程度をパラメータとし、弾塑性有限要素解析を行い、残存せん断耐

力を明らかにしている．山口ら¹⁻⁴¹⁾は，腐食した鋼Ⅰ桁の支点部近傍で種々の腐食パターンを想定し，腐食が支点部耐力に及ぼす影響を解析的に研究している．奥山ら¹⁻⁴²⁾、¹⁻⁴³⁾は，腐食した鋼橋桁端部ウェブに，連続炭素繊維シート（CFシート）を部分的あるいは全面に接着してせん断座屈試験を実施し，その補修効果を実験的に研究している．

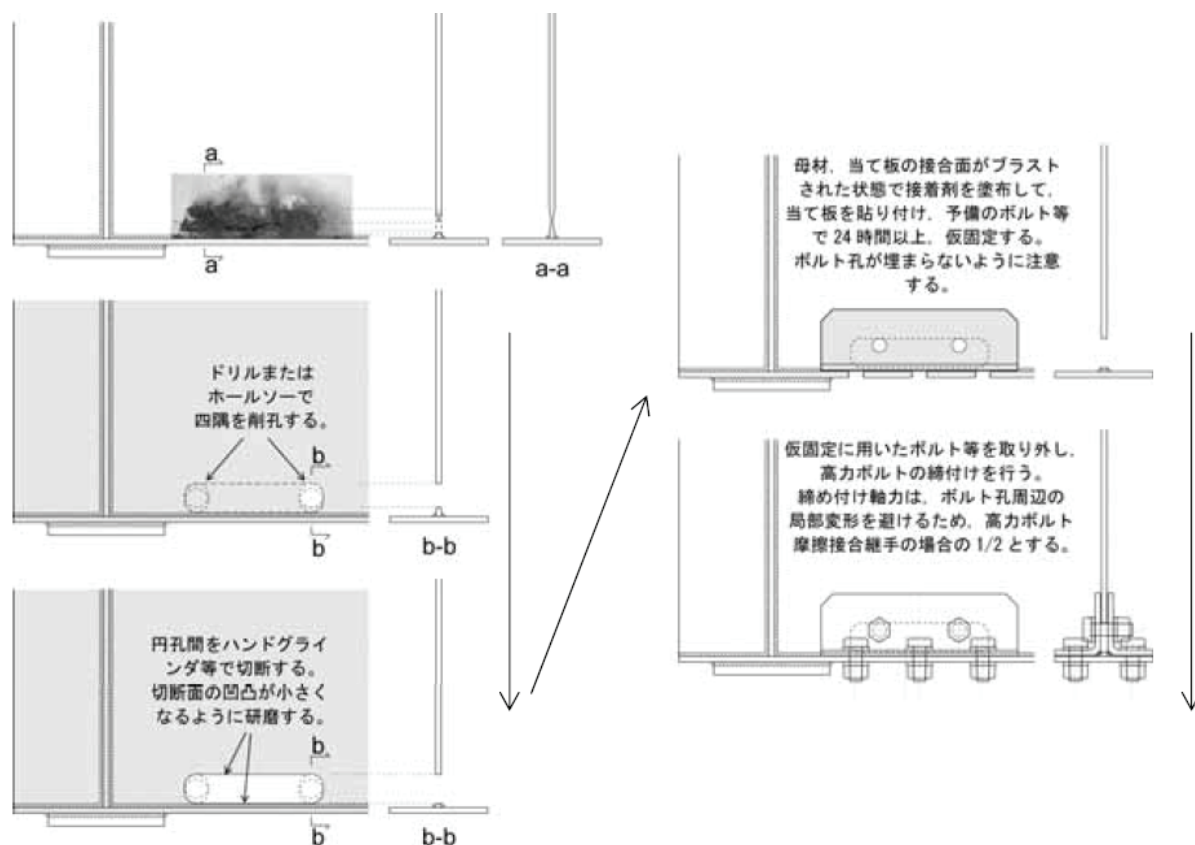


図-1.6 ウェブとフランジ境界部付近における断面欠損部の簡易当て板補強の施工（概念図）
1-36)

1.2.4 接着剤の耐久性に関する研究

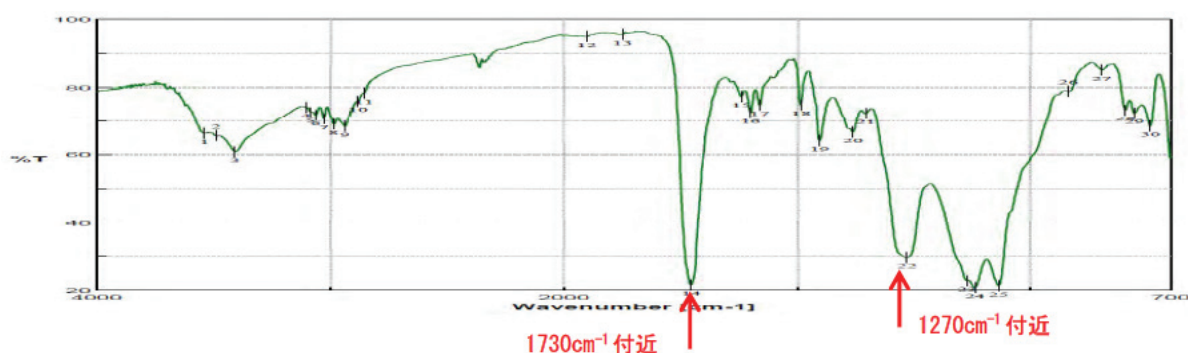
接着剤の性能は短期的にはその有用性が実証されてきたが，化学変化に基づく接合法であるため，機械的接合と比較してその性能については，一般的に長期的には不明確な点が多い．例えば，中央自動車道笹子トンネルの天井板崩落事故からもわかるように，接着剤は永久的に 100%の接合を発揮し続けるものではないと考えられる．そこで，ここでは，エポキシ樹脂等の接着剤の耐久性に関して既往の研究を整理する．

(1) 笹子トンネル天井板に打設された接着系ボルト

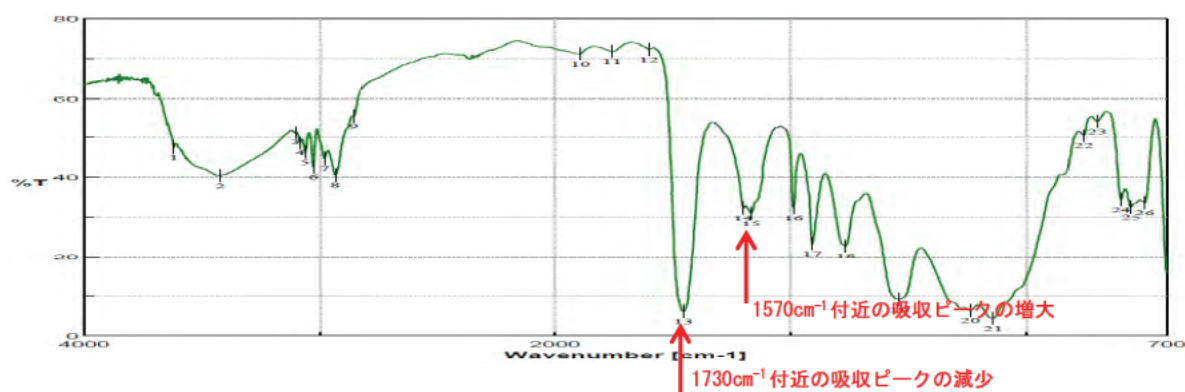
トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書¹⁻⁴⁴⁾によると，天井板落下の原因は，天頂部接着系ボルトの設計・施工も含めた接着部まわりに絞り込むことができるとされている．そして，天井板に打設された接着系ボルトにおいて，工事完成時点から所定の接着剤引抜強度が発揮されないものも含まれるなど，設計施工段階から事故につながる要因を内在していたものと考えられている．

次に、赤外線分光分析により、天頂部接着系ボルトに付着した接着剤樹脂の劣化の程度を調べたところ、代表試料の赤外線吸収スペクトルは、図-1.7(a)に示すように、 1730cm^{-1} 付近と 1270cm^{-1} 付近にエステル結合によると思われる強い吸収ピークがある不飽和ポリエステル樹脂であったが、覆工コンクリート界面付近からサンプリングした樹脂（ボルト表面試料）については、図-1.7(b)に示すように、エステル結合の分解によると考えられる 1730cm^{-1} 付近の吸収ピークの減少と、他方カルボン酸塩の生成によると考えられる 1570cm^{-1} の吸収ピークの出現・増大傾向が見られ、不飽和ポリエステル樹脂の加水分解の進行を示すものとされている。

また、不飽和ポリエステル樹脂は、一般に、アルカリ環境下で加水分解を起こす性質を有しているため、X線マイクロアナライザ分析も行われている。X線マイクロアナライザ分析では、天頂部接着系ボルトを残したまま覆工コンクリートから採取したコアを用いて、コア断面方向の元素分布を調べた結果の例を図-1.8に示す。分析の結果、樹脂に相当する部分からカルシウム元素が検出されている。その分布性状から、カルシウムイオン・水酸化物イオン等コンクリートの成分を含んだ水分が、接着剤樹脂と覆工コンクリートとの界面から接着剤樹脂内部へと浸入したと考えられている。



(a) 代表試料の赤外線吸収スペクトル



(b) ボルト表面試料の赤外線吸収スペクトル

図-1.7 赤外線吸収スペクトル

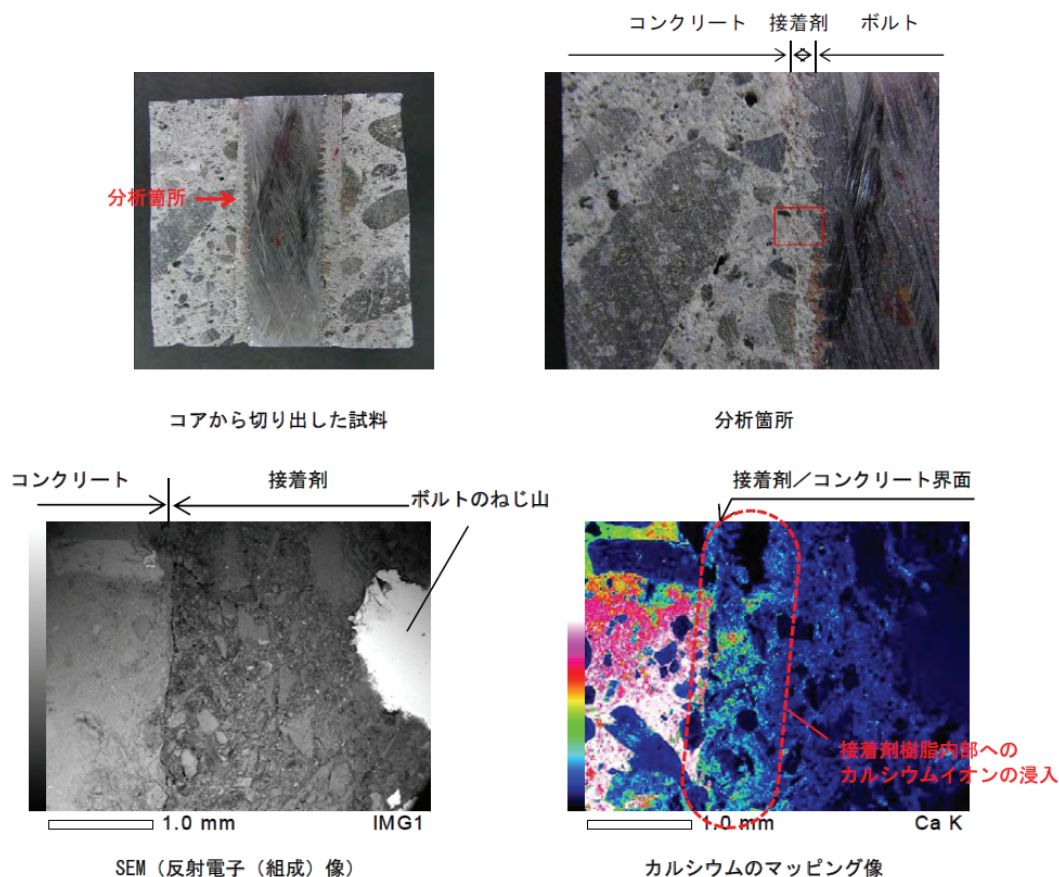


図-1.8 X線マイクロアナライザ分析

以上のことから、特に、最も断面積が大きく、最も重い天井板及び隔壁板を有する、そして最も大きい風荷重を受ける断面において、特に、建設当初から所定の引抜強度が得られなかった天頂部接着系ボルトでは、経年の荷重作用や材料劣化を原因とする引抜強度の低下・喪失が進行したと推定されている。

また、35年を超えて長期に曝露されたのちの接着剤引抜強度の試験結果が少なくとも我が国ではこれまでに見られず、また、接着剤樹脂の疲労や加水分解の程度と付着強度の低下の関係の考察に必要な知見も十分で無いと指摘されている。

(2) 原爆ドーム保存工事に用いられたエポキシ樹脂

原爆ドームの保存工事に使用したエポキシ樹脂の原爆ドーム内倉庫部分（室内）において暴露した試験体を用いて、施工における品質管理試験時と20年経過後の強度比較¹⁻⁴⁵⁾、および20年経過後と30年経過後の強度比較¹⁻⁴⁶⁾が行われている。試験の結果、圧縮弾性率と曲げ弾性率はほとんど変化がなく、圧縮強度と曲げ強度は若干の上昇傾向になっており、強度面では概ね健全性が維持されていたと報告されている。

一般的に、硬化したエポキシ樹脂などの高分子は、ガラス転移点温度（ T_g ）以下においても熱力学的には非平衡状態にあり、時間の経過とともに平衡状態に漸近していく（フィジカルエージング）¹⁻⁴⁷⁾といわれており、経年変化により劣化するよりもむしろ養生がより進んだ、より硬い状態になっているものと考えられている¹⁻⁴⁸⁾。

(3) RC 床版鋼板接着補修工事に用いるエポキシ樹脂

RC 床版の補強方法の一つである鋼板接着工法は、図-1.9 に示すように、RC 床版と鋼板をエポキシ樹脂により接着させ、合成構造として成立させることが前提となっている。そのため、エポキシ樹脂の役割は非常に重要なものであるが、エポキシ樹脂の経年に伴う品質変化については明確になっていなかった。そこで、阪神高速道路では、エポキシ樹脂の長期的な性能把握を目的として、1980 年（昭和 55 年）度より床版補修工事完了後にエポキシ樹脂の試験片製作を義務づけ、長期品質管理試験を実施している。藤田ら¹⁻⁴⁹⁾は、それらの長期品質管理試験により蓄積しているデータを基に、エポキシ樹脂の経年に伴う強度変化を示している。

長期品質管理試験を実施しているのは、1981 年（昭和 56 年）度施工工事から 1998 年（平成 10 年）度施工工事までの 18 工事において使用したエポキシ樹脂であり、エポキシ樹脂メーカーは 4 メーカー（A～D）である。試験サイクルは、工事毎に最大 30 年で実施しており、試験片の一部は 15 年以上、最大で 30 年測定の試験データが蓄積されている。なお、試験片は、紫外線の影響を受けず、かつ、水が浸入しない野外養生保管庫（写真-1.3）において空間暴露状態で保管されている。

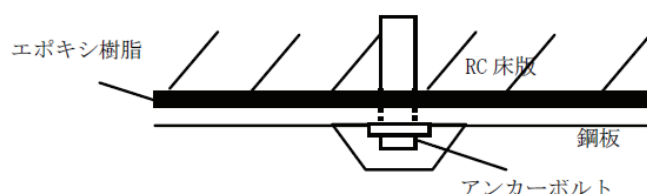


図-1.9 鋼板接着工法



写真-1.3 試験片保管庫

阪神高速道路では、エポキシ樹脂品質管理基準¹⁻⁵⁰⁾を制定し、現場製作したエポキシ樹脂の試験片について、表-1.1 に示す JIS 規格に準拠した試験を実施し、品質を管理している。長期品質管理試験においては、各年度で試験結果にばらつきがないよう同じ試験場で試験を行い、各試験における規格値も、エポキシ樹脂品質管理基準¹⁻⁵⁰⁾と同等としている。

表-1.1 試験項目及び試験方法

試験項目	規格値	試験方法（適用 JIS 規格）
比重	1.0～1.3	JIS K 7112-1999
圧縮試験	60 (N/mm ²)	JIS K 7181-1994
曲げ試験	50 (N/mm ²)	JIS K 7171-2008
引張試験	30 (N/mm ²)	JIS K 7113-1995
引張せん断試験	10 (N/mm ²)	JIS K 6850-1999

①比重

比重試験の結果を図-1.10に示す。各試験片ともに、経年に伴う変化も少なく安定し、試験値は1.12～1.16で推移しており、全て規格値内であった。

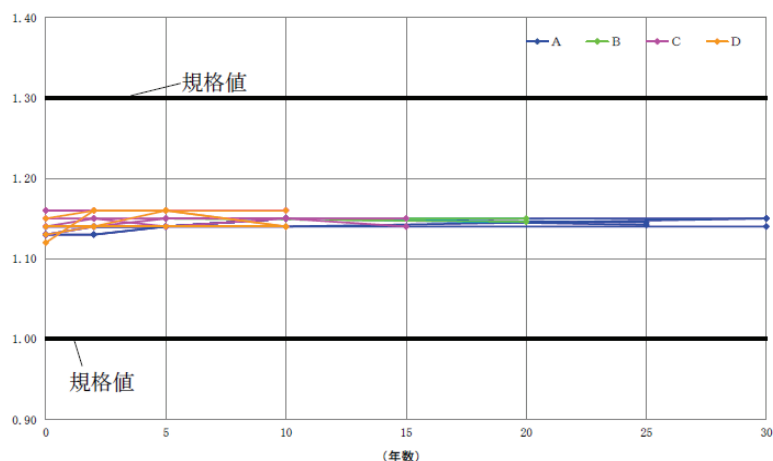


図-1.10 比重試験の結果

②圧縮強度

圧縮強度試験の結果を図-1.11に示す。0～10年目測定は、試験片ごとにバラツキが見られるものの規格値を下回るものはなかったが、10年目以降では、若干ではあるが緩やかに強度低下する傾向が見られた。概ね規格値を満足しているが、1工事で規格値を下回る結果となった。

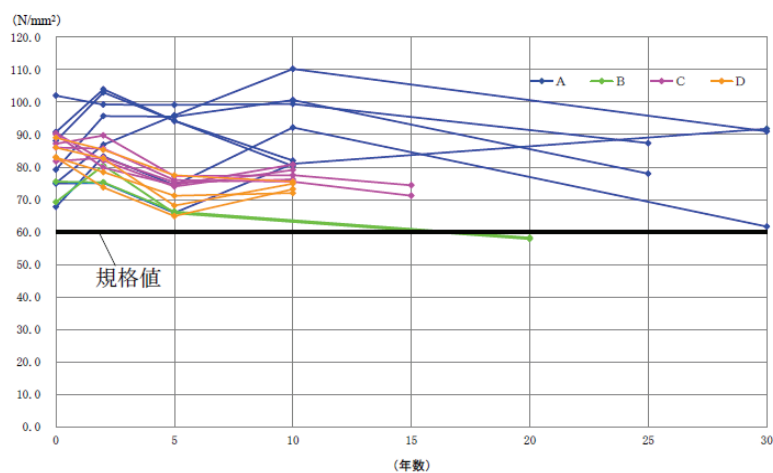


図-1.11 圧縮強度試験の結果

③曲げ強度

曲げ強度試験の結果を図-1.12に示す。0～10年目測定は、試験片ごとにバラツキが見られるものの規格値を下回るものはなかったが、10年目以降では強度が低下する傾向が見られ、最終年度で2工事が規格値を下回る結果となった。

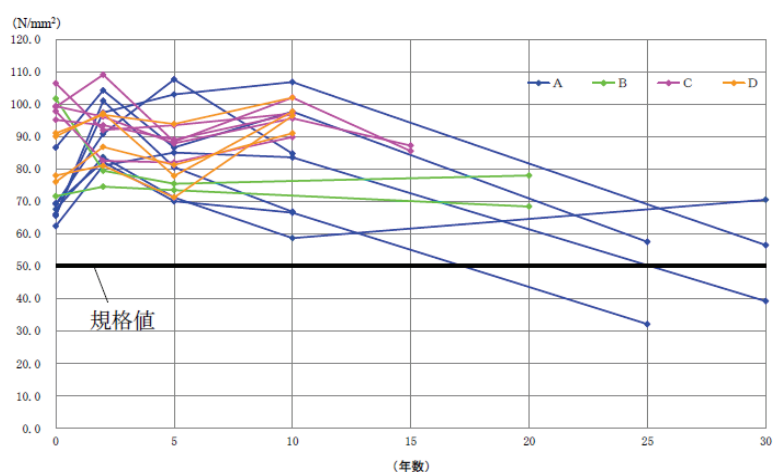


図-1.12 曲げ強度試験の結果

④引張強度

引張強度試験の結果を図-1.13に示す。0～10年目測定は、試験片ごとにバラツキが見られるものの比較的安定しているが、10年目以

降には、曲げ強度の結果同様に強度が低下する傾向が見られた。最終年測定で 3 工事が規格値を下回る結果となった。

⑤引張せん断強度

引張せん断強度試験の結果を図-1.14 に示す。文献 1-48)では、試験片ごとにバラツキが見られ、若干ではあるが緩やかな低下傾向が見られたとしているが、試験片のバラツキも考慮するとほぼ変化していないと考えられる。また、30 年目の測定で規格値を下回った試験片はなかった。

⑥メーカー別の試験結果

各試験結果をメーカー別に比較したところ、青色に示す A メーカーが低下傾向にあるように見受けられる

が、これは 30 年測定が A メーカーのみであることによるものと考えられる。全メーカーの結果が揃っている 10 年目までを比較してみると、確たる傾向は見られなかった。したがって、樹脂メーカー別に樹脂性能の良否は一概に判断できない結果となった。

以上のことから、文献 1-49)では、比重は、経年変化がほとんどなく規定値内にて安定しているが、圧縮強度、曲げ強度、引張強度及び引張せん断強度は、各試験片によってバラツキは見られるものの、経年に伴い強度が低下しているとしている。また、現在制定されている規格値に対しては、15～20 年程度は満足するが、おおよそ 25 年以上の長期強度は満足しないものが生じる結果となった。実構造物と試験片では、紫外線や酸素等の劣化因子の供給状況が異なるため、一概に今回の結果が実構造物の劣化とは言えない部分もあるが、エポキシ樹脂の長期強度としては低下することが今回の試験で明らかになったとしている。ただし、引張せん断強度については、30 年経過後も規格値を満足しており、言い換えれば、少なくとも 30 年の耐久性はあるものと考えられる。

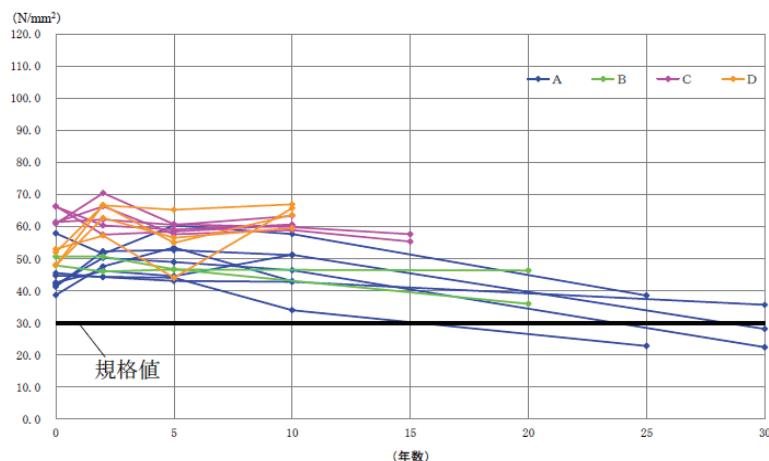


図-1.13 引張強度試験の結果

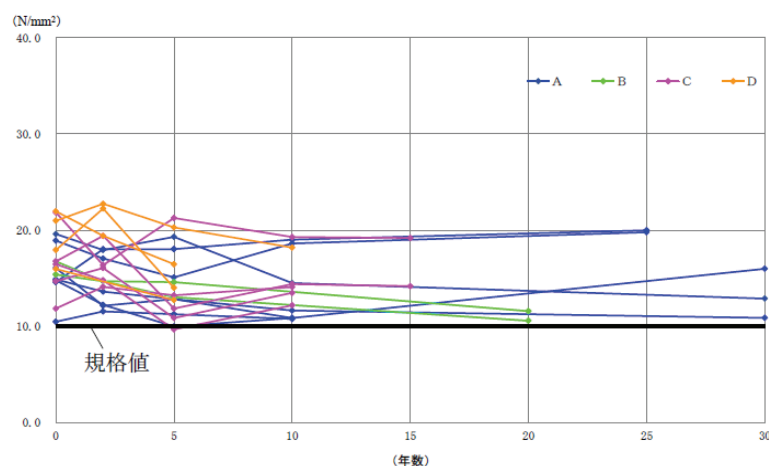


図-1.14 引張せん断強度試験の結果

1.3 研究目的

本研究は、供用年数の増加とともに多くの損傷が発生している鋼構造物において、腐食により減肉した部材に対して、現場で施工可能で、かつ簡易かつ合理的な補修設計法として、高力ボルトと接着剤を併用した鋼板あて板補修技術を確立し、補修・補強設計マニュアルを作成することを目的としている。

まず、研究を開始するにあたり、阪神高速道路の鋼桁に生じている損傷実態を明らかにする。道路管理者は、管理する橋梁を定期的に点検し、診断の結果、補修が必要となった箇所について補修設計を行い、順次補修を行っている。しかしながら、得られた点検結果については、地方自治体などで橋梁長寿命化修繕計画の策定などに用いることはあっても、損傷の発生傾向を分析している事例は少ない、もしくはあったとしてもほとんど公表されていない。そこで、阪神高速道路の鋼桁に生じている損傷を対象に、桁端部と支間部に分けて整理・分析し、損傷内容や供用年数と損傷状況との関係を明らかにする。また、さび・腐食損傷に着目して同様の検討を行い、特に桁端部の腐食損傷実態を明らかにする。

次に、減肉が軽微な部材にあて板補強を行う場合、高力ボルトを用いて新規取り付け部材を既設鋼部材に取り付ける。その際、摩擦接合継手として設計することが多いが、接合部の接触面の処理については、道路橋示方書・同解説¹⁻⁵¹⁾において、接触面両側とも塗装しない粗面と、接触面両側に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合についてはすべり係数が規定されているが、それ以外については規定されていない。一方、補修現場においては、新規取り付け部材は、製作から取り付けまでの運搬期間等を考慮して無機ジンクリッチペイント面とすることが多いが、既設部材の接合面には明確な基準がない。そこで、片方が無機ジンクリッチペイント面で、もう一方がそれと異なる接合面処理の場合のすべり係数を明らかにする。

第3に、腐食により著しく減肉した箇所には、防食を目的にエポキシ樹脂等を充填することが多いが、エポキシ樹脂部がすべり耐力に与える影響について明確でないため、エポキシ樹脂の接着力やエポキシ樹脂部に配置したボルト軸力の増加に伴うすべり耐力の増加などは、一般的に設計上考慮していない。そこで、減肉した凹部にエポキシ樹脂を充填した高力ボルト摩擦接合継手において、凹部（エポキシ樹脂充填部）の位置、深さ、個数等がすべり耐力に及ぼす影響について明らかにする。また、エポキシ樹脂充填部に高力ボルトを配置した場合の、樹脂の変形（クリープ変形を含む）とそれに起因したボルト軸力の低下、ならびにすべり耐力についても明らかにする。

第4に、腐食に伴う減肉量が大きく広範囲な場合、またその箇所数も多い桁端部において、減肉した桁端部に対するあて板補修・補強方法については、明確な基準がない。また桁端部では、ウェブ、下フランジ、および支点上補剛材の各部材の腐食損傷が同時に生じることがある。そこで、腐食した桁端部に対して、構造用接着剤と高力ボルトを併用した簡易かつ合理的な鋼板あて板補修・補強方法を研究する。

最後に、以上の研究成果に基づき、現場での施工性も考慮した、接着剤を併用したあて板補修・補強設計法を確立し、補修・補強設計マニュアルを作成する。

1.4 論文構成

本論文は、図-1.15 に示すように、全7章から構成される。

第1章「序論」では、本研究の背景、既往の研究、研究目的および論文構成を示した。

第2章「都市高速道路の維持管理の現状」では、都市高速道路の一例である阪神高速道路における維持管理の概要および点検実施状況を概説するとともに、阪神高速道路の点検結果を用いてマクロ分析を行い、鋼桁に生じている損傷発生状況を整理・分析した。また、さび・腐食損傷を対象に、桁端部と支間部に分けて、供用年数と損傷状況の関係を明らかにした。

第3章「接合面処理の違いがすべり挙動に及ぼす影響に関する検討」では、高力ボルトを用いて新規鋼部材を追加設置する実用的設計法を確立するため、補修・補強工事における現場施工の制約条件を考慮して、異なる接合面処理が高力ボルト接合部のすべり挙動に及ぼす影響について検討した。具体的には、新規鋼部材の接合面処理は無機ジンクリッチペイント面とし、それに対する腐食がない平滑な既設鋼部材の接合面処理は、現場施工の制約条件の中で施工可能な2種ケレンを中心とした数種類の接合面処理として、その組み合わせを対象にすべり耐力試験を実施し、鋼材粗面の表面粗さに対するすべり係数の評価・提案を行った。

第4章「腐食部に接着剤を用いてあて板補強した接合部のすべり挙動に関する検討」では、腐食により生じる多様な形態の鋼板表面凹部に対するあて板補強の信頼性を確認するため、腐食減肉を模擬した接合面凹部に構造用接着剤（エポキシ樹脂）を充填し、接合面全体にも構造用接着剤を塗布した高力ボルト接合部のすべり耐力試験を実施し、腐食部に接着剤を用いたあて板接合部の最大耐力および有効すべり係数を評価した。また、凹部（接着剤充填部）に高力ボルトを配置した場合のボルト軸力の低下についても明らかにした。

第5章「腐食した鋼桁端部の補修・補強設計法に関する検討」では、第3章ならびに第4章の成果に基づき、本研究で提案する構造用接着剤と高力ボルトを併用した簡易かつ合理的な鋼板あて板補修方法を検証するため、腐食した鋼桁端部を事例として取り上げ、有限要素解析により腐食損傷による耐荷力低下のメカニズムを明らかにした。また、実大スケールの鋼Ⅰ桁端部供試体を用いて載荷実験を行い、模擬腐食損傷に対する現行のあて板補修方法の安全性ならびに構造用接着剤を考慮したより簡易かつ合理的なあて板補修方法の実用性を示した。

第6章「腐食した鋼構造物の補修・補強設計法の提案」では、本実験・解析的検討を踏まえ、現場での施工性も考慮し、新設鋼部材の接合面は無機ジンクリッチペイント面、既設鋼部材の接合面は2種ケレン面とした上で、接合面全体に接着剤を塗布し、接着剤を充填した凹部に配置した高力ボルトを設計上有効としてあて板補修範囲を合理的にした「腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアル（案）」を作成した。

第7章「結論」では、本研究によって得られた研究成果をとりまとめるとともに、今後の課題について述べた。

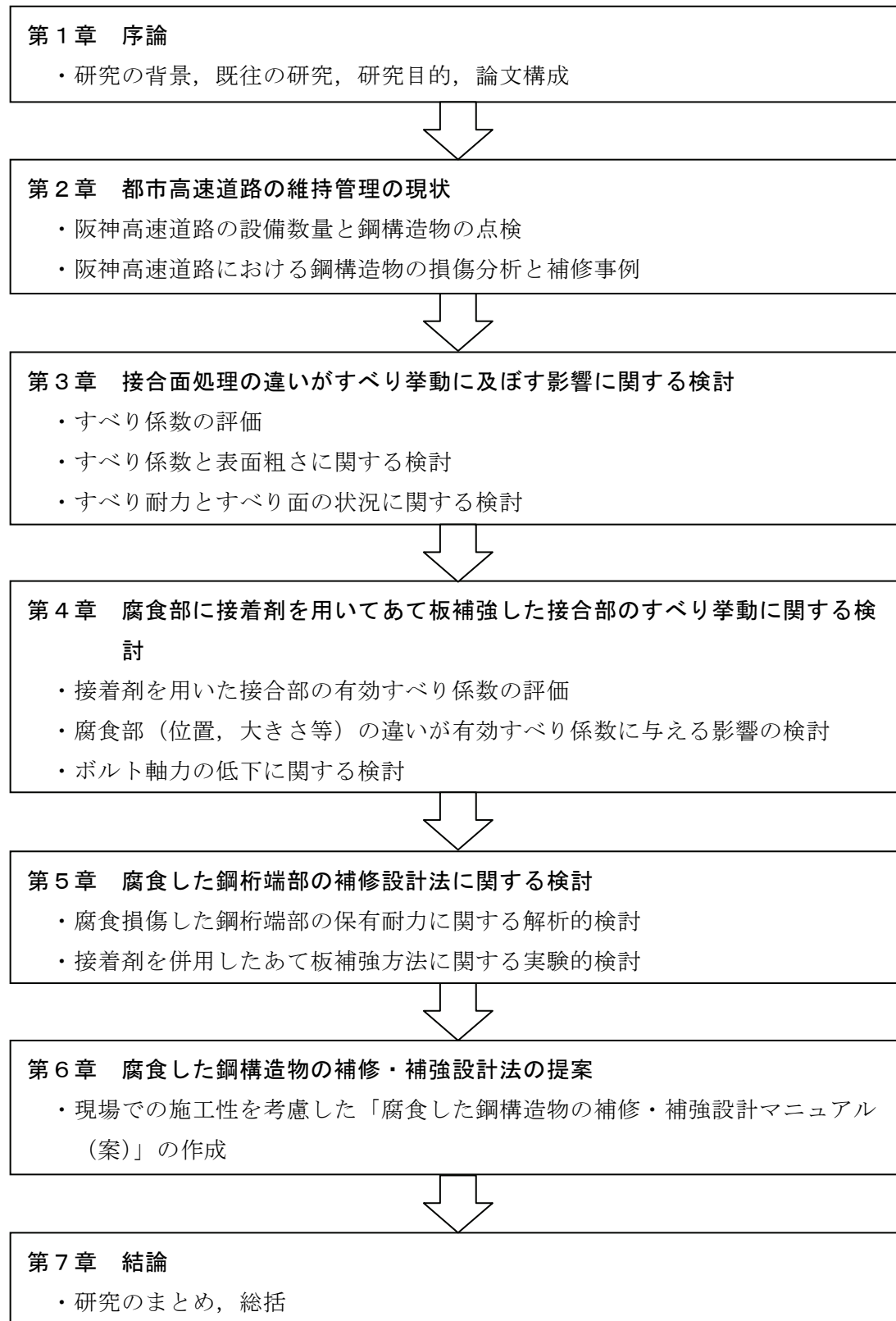


図-1.15 本論文の構成

[第1章の参考文献]

- 1-1) 国土交通省道路局：「荒廃する日本」としないための道路管理，国土交通省社会資本整備審議会，道路分科会，第14回基本政策部会，資料5，2006.2.
- 1-2) Pat Choate, Susan Walter, 米国州計画機関評議会，岡野行秀，古賀一成訳：荒廃するアメリカ，開発問題研究所，1982.9.
- 1-3) 国土交通省：平成18年度国土交通白書，2007.4.
- 1-4) 五十畑弘，木田哲量：イギリスにおける橋梁維持保全の状況，橋梁と基礎，Vol.35, No.8, pp.138-140，建設図書，2001.8.
- 1-5) C. Cremona：Bridge maintenance and management in France: achievement and future, Proceedings of the 2011 International Forum on Bridge Engineering, Taiwan, 2011.9.
- 1-6) 道路橋の予防保全に向けた有識者会議：道路橋の予防保全に向けた提言，国土交通省道路局，2008.5.
- 1-7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成23年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料，第693号，2012.9.
- 1-8) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集（2012年版），2012.3.
- 1-9) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の点検・診断・対策技術－2013年度版－，2013.8.
- 1-10) 玉越隆史：近年発生した橋梁の重大損傷の概要，道路，Vol.816, pp.28-32，日本道路協会，2009.3
- 1-11) 下里哲弘，村越潤，玉城喜章，高橋実：腐食により崩落に至った鋼橋の変状モニタリングの概要と崩落過程－崩落から見える地方の橋梁維持管理の実態－，橋梁と基礎，Vol.43, pp.55-60，建設図書，2009.11.
- 1-12) 国土交通省：道路橋の重大損傷－最近の事例－，鋼橋（上部構造）の損傷事例，国土交通省ホームページ http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3_1_1.pdf，2009.3.
- 1-13) 阪神高速道路公団監修，都市高速道路研究会・財団法人阪神高速道路管理技術センター編著：都市高速道路における道路橋の点検・補修マニュアル，理工図書，2004.5.
- 1-14) 前川順道，中村一平，西岡敬治，石崎嘉明，金本功：阪神高速道路の鋼構造物における最近の損傷事例，鋼構造論文集，第4巻第15号，pp.29-44，日本鋼構造協会，1997.9.
- 1-15) 阪神高速道路株式会社，財団法人阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路の鋼橋の疲労対策【三訂版】，2012.3.
- 1-16) 国土交通省国土技術政策総合研究所：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究，国土技術政策総合研究所資料，第294号，2006.1.
- 1-17) 猪瀬研一，小西由人：首都高速道路における鋼橋の腐食・疲労対策，土木施工，第52巻，第9号，pp.49-52，オフィス・スペース，2011.8.
- 1-18) 財団法人鉄道総合技術研究所：鋼構造物補修・補強・改造の手引き，研友社，1992.7.
- 1-19) 土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，丸善，2009.3.
- 1-20) 村中昭典，皆田理，重吉勝：腐食部材を用いた樹脂併用高力ボルト接合の静的強度，第46回年次学術講演会講演概要集，I-278, pp.594-595，土木学会，1991.9.
- 1-21) 名取暢，寺尾圭史：接着剤と併用した腐食剤の当て板補強について，第46回年次学術講

- 演会講演概要集, I -405, pp.848-849, 土木学会, 1991.9.
- 1-22) 横山健司, 松本茂, 田畑晶子: トラス橋の腐食による継手部の補修方法と確認実験, 阪神高速道路公団技報, 第 16 号, pp.118-128, 1999.1.
- 1-23) 一宮充, 岩崎雅紀, 村中昭典, 皆田理: 接着材と高力ボルトを併用した疲労損傷部の添接補強実験, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1139-1146, 2000.3.
- 1-24) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 腐食部材の添接板補強に関する研究, 土木学会論文集, No.682, I -56, pp.207-224, 土木学会, 2001.7.
- 1-25) 皆田理, 村中昭典, 勝野壽男, 山口錦訓, 梶本勝也: 高力ボルトと接着剤の併用継手に関する実験的研究, 三菱重工工事技報, Vol.4, pp.47-53, 2000.3.
- 1-26) 村越潤, 田中良樹, 船木孝仁: 接着面にエポキシ樹脂を塗布したボルト継手の力学的挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.563-574, 2008.3.
- 1-27) 古田大介, 山田潤, 岡本吉晴, 川村誠司: 接着剤併用継ぎ手を用いた当て板補強に関する試験検証, 第 64 回年次学術講演会講演概要集, I -546, pp.1091-1092, 土木学会, 2009.9.
- 1-28) 小嶋悟, 佐野正, 竹村浩志: 腐食鋼部材を樹脂併用当て板にて補強する場合の仕様について, 第 28 回日本道路会議論文集, 40013, 日本道路協会, 2009.10.
- 1-29) 佐藤崇, 大間秀樹, 前田静男: トラス橋梁格点部の腐食劣化に対する補修について, 第 60 回年次学術講演会講演概要集, I -043, pp.85-86, 土木学会, 2005.9.
- 1-30) 木村元哉, 立石晶洋, 中山太士, 松井繁之: 不陸調整用樹脂を用いた高力ボルト接合の軸力低下特性に関する基礎的研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.4, pp.631-636, 土木学会, 2010.10.
- 1-31) 森下太陽, 藤井堅, 若原直樹: 腐食鋼材の接着剤補修における性能回復効果の定量的把握, 鋼構造年次論文報告集, Vol.17, pp.637-642, 日本鋼構造協会, 2009.11.
- 1-32) 森下太陽, 藤井堅, 森田和也, 堀井久一, 中村秀治: 腐食した鋼板の鋼板接着による性能回復, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.747-755, 2011.3.
- 1-33) 松本英宜, 中山太士, 藤井堅, 福田光央: 腐食した鋼鉄道橋の鋼板接着による補強の検討, 第 66 回年次学術講演会講演概要集, I -616, pp.1231-1232, 土木学会, 2011.9.
- 1-34) 福田光央, 藤井堅, 中山太士, 堀井久一: 接着剤により当て鋼板補強したプレートガーダーの曲げ耐荷力実験, 第 66 回年次学術講演会講演概要集, I -675, pp.1349-1350, 土木学会, 2011.9.
- 1-35) 杉浦江, 大垣賀津雄, 稲葉尚文, 富田芳男, 長井正嗣, 小林朗: 炭素繊維シートを用いた腐食による鋼部材断面欠損部の補修効果に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.548-554, 2008.8.
- 1-36) 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター: 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究, 土木研究所資料, 第 4142 号, 2010.3.
- 1-37) Vo Thanh Hung, 永澤洋, 佐々木栄一, 市川篤司, 名取暢: 腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析, 土木学会論文集, No.710, I -60, pp.141-151, 土木学会, 2002.7.
- 1-38) 臼倉誠, 金銅晃久, 山口隆司, 畠中彬, 三ツ木幸子, 橋本国太郎, 杉浦邦征: 鋼道路橋

- の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する 2, 3 の考察, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.722-732, 2010.3.
- 1-39) 臼倉誠, 山口隆司, 豊田雄介, 三ツ木幸子, 金銅晃久: 鈑桁端部の支点上のウェブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.724-734, 2011.3.
- 1-40) 劉翠平, 宮下剛, 長井正嗣: 端部パネルの局部腐食をもつ I 形断面桁のせん断耐力に関する考察, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.715-723, 2011.3.
- 1-41) 山口栄輝, 赤木利彰: 腐食した鋼 I 桁の支点部耐力に関する考察, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.80-90, 2013.3.
- 1-42) 奥山雄介, 宮下剛, 若林大, 小出宣央, 秀熊佑哉, 堀本歴, 長井正嗣: 鋼橋桁端部腹板の腐食に対する CFRP を用いた補修工法の実験的研究, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.710-720, 2012.3.
- 1-43) 奥山雄介, 宮下剛, 若林大, 小出宣央, 小林朗, 秀熊佑哉, 堀本歴, 長井正嗣: 腹板を CFRP 補強した鋼桁のせん断座屈試験と強度評価法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.635-654, 土木学会, 2012.
- 1-44) トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会: トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書, 2012.6.
- 1-45) 沢出稔, 池谷純一, 森光作, 丸一俊雄: 原爆ドーム保存工事に使用したエポキシ樹脂の満 20 年経過後の物性試験: その 2 試験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.391-392, 日本建築学会, 1989.9.
- 1-46) 沢出稔, 池谷純一: 原爆ドーム保存工事に用いられたエポキシ樹脂の満 30 年経過後の物性試験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.493-494, 日本建築学会, 1998.7.
- 1-47) 宮野靖, 笠森正人, 中田政之, 田川高司: エポキシ樹脂のクリープ挙動に及ぼすフィジカルエージングの影響, 材料, Vol.42, No.476, pp.530-535, 1993.5.
- 1-48) 土木学会: FRP 部材の接合および鋼と FRP の接着接合に関する先端技術, 丸善, 2013.11.
- 1-49) 藤田麗, 坂本直太, 鈴木英之: RC 床版補修工事に用いるエポキシ樹脂の品質経年変化, 阪神高速道路第 44 回技術研究発表会論文集, pp.333-336, 阪神高速道路株式会社, 2012.5.
- 1-50) 阪神高速道路株式会社: 土木工事共通仕様書 第 4 編 関係基準 第 17 章 エポキシ樹脂品質管理基準, 2009.2.
- 1-51) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 2012.3.

第2章 都市高速道路の維持管理の現状

2.1 はじめに

本章では、都市高速道路の維持管理の現状として、都市高速道路の一例である阪神高速道路の維持管理の現状を明らかにする。

2.2 阪神高速道路の維持管理の概要

2.2.1 構造区分

阪神高速道路は、大阪、神戸、京都の3つの圏域からなる都市高速道路である。阪神高速道路は、1964年（昭和39年）6月に土佐堀～湊町区間の2.3kmを供用開始して以来、供用延長を伸ばし続け、2011年（平成23年）度末現在の供用延長は245.7kmとである。

2011年（平成23年）度末時点における阪神高速道路の構造種別内訳を表-2.1と図-2.1にそれぞれ示す。総延長の約85%にあたる208.3kmが橋梁区間であり、またそのうち約80%（全延長に対して67.6%）の166.0kmが鋼桁橋、残りの約20%（全延長に対して17.2%）の42.3kmがコンクリート桁橋である。残りは土工区間が20.5km（全延長に対して8.3%）、およびトンネル区間が16.9km（全延長に対して6.9%）となっている。都市内においては、高速道路建設のための用地取得が容易でなく、既存の水路・河川や街路等の上空に連続高架橋を建設することが多く、その結果、阪神高速道路は典型的な都市内高速の特徴である、鋼桁を主体とした高架橋となっている。したがって、阪神高速道路における維持管理の主要部分は、鋼桁橋を中心とした鋼構造物である。

表-2.1 地区別構造種別内訳（2011年（平成23年）度末時点）（単位：km）

地 区	橋 梁 区 間			土工区間	トンネル区間	合 計
	鋼 桁	コンクリート桁	小 計			
大阪地区	(45.9%)	(11.3%)	(57.2%)	(0.7%)	(0.3%)	(58.1%)
	112.7	27.8	140.5	1.6	0.7	142.8
兵庫地区	(19.3%)	(5.3%)	(24.6%)	(7.6%)	(5.6%)	(37.8%)
	47.4	13.1	60.5	18.6	13.7	92.8
京都地区	(2.4%)	(0.6%)	(3.0%)	(0.1%)	(1.0%)	(4.1%)
	5.9	1.4	7.3	0.3	2.5	10.1
合 計	(67.6%)	(17.2%)	(84.8%)	(8.3%)	(6.9%)	(100.0%)
	166.0	42.3	208.3	20.5	16.9	245.7

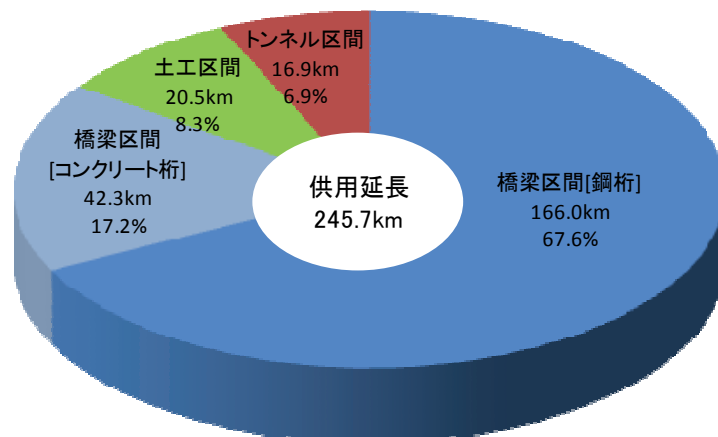


図-2.1 構造種別内訳（延長比）

2.2.2 供用期間区分

阪神高速道路の供用後の期間区分を図-2.2に示す。2011年（平成23年）度末時点で、阪神高速道路は最初の供用開始から約46年あまりが経過し、供用後10年、20年、30年、40年以上経過した延長がそれぞれ全体の28.8%、16.4%、15.4%、32.4%となっている。

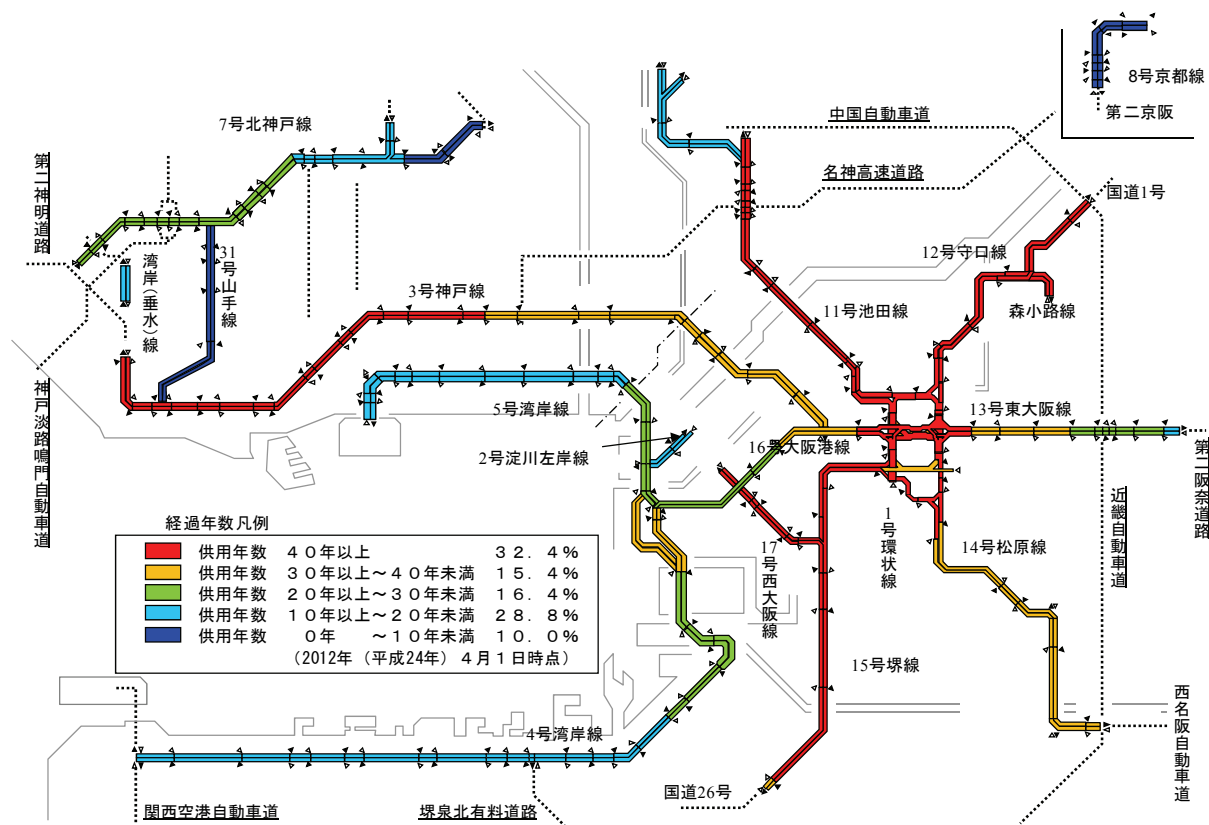


図-2.2 供用年数別路線状況

ここで、道路橋の耐用年数については、現行の道路橋示方書・同解説²⁻¹⁾によると、「耐久性に関する事項については、性能を照査するにあたって設計上目標とする時間の概念が必要であることから、一定の知見が得られているものについては100年を目安に設定されている。」と記載されている。一方、阪神高速道路が建設された当時の設計基準として用いた鋼道路橋設計示方書（1964年（昭和39年）6月）²⁻²⁾や道路橋示方書・同解説（1973年（昭和48年）2月）²⁻³⁾には、橋梁の耐用年数に関する記述はない。なお、道路橋示方書・同解説（1973年（昭和48年）2月）²⁻³⁾の風荷重の項の解説において、「耐用年数50年・非超過確率0.6に対する地上10m・10分間平均風速40m/secを基本風速とし、この示方書の適用支間を考慮して水平長補正係数に1.4をとって、 $40 \times 1.4 = 56$ m/secを設計の基準風速とした。」と記載がある。また、減価償却資産の耐用年数等に関する省令²⁻⁴⁾においては、鉄道橋と鉄道橋を除く橋にわけて、表-2.2のように耐用年数が定められている。以上のことから、阪神高速道路が建設され始めた1965年（昭和40年）頃においては、橋梁の耐用年数は、概ね50年と考えていたと考えられる。

これより、阪神高速道路の橋梁は、まもなく建設当時の橋梁の耐用年数と考えられる供用後50年を超える橋梁が出始め、あと10年もすると、50年を超える橋梁が30%を超えることとなる。

表-2.2 減価償却資産の耐用年数等に関する省令における橋梁の耐用年数²⁻⁴⁾

	種別	耐用年数
鉄道橋	鉄筋コンクリート造	50年
	鉄骨造	40年
鉄道橋を除く橋	鉄骨コンクリート造 又は鉄筋コンクリート造	60年
	金属造	45年

2.2.3 維持管理費の推移

阪神高速道路の維持管理費の推移を図-2.3に示す。この図より、阪神高速道路の維持管理費は1993年（平成5年）度をピークに2005年（平成17年）度まで減少し続けた。これは、管理手法の合理化や新技術の導入の取り組んだ結果である。さらに、2003年（平成15年）12月の道路関係四公団の民営化に関する政府・与党の申し合わせにより、「管理費については、2005年（平成17年）度までに3割のコスト縮減を図る」こととされたのを踏まえ、維持管理費用の縮減計画を作成し、コスト縮減を行った結果²⁻⁵⁾である。なお、2005年（平成17年）度以降は徐々に増加しているが、この理由は、電気通信システムなどの設備関係の大規模施設改修やETC設備等の増加等による設備維持修繕費の増加に加え、土木関係では、第三者被害が生じる可能性があるような、対策が必要な損傷の増加に伴い、順次補修を行った結果である。

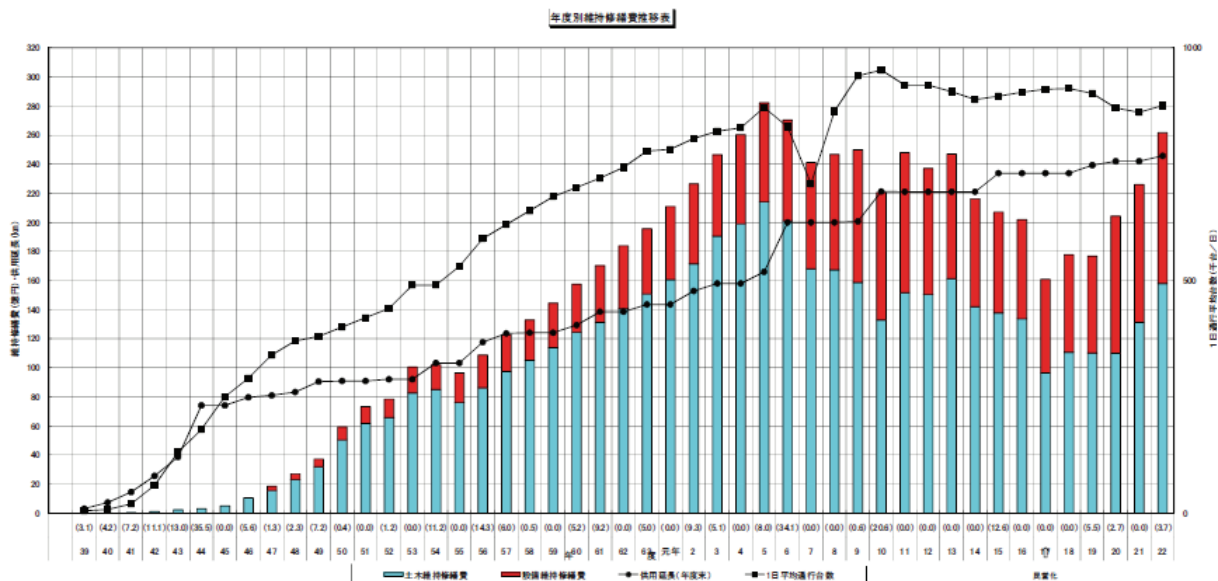


図-2.3 維持修繕費の推移

2.3 阪神高速道路における鋼構造物の点検

2.3.1 点検種別

道路管理者は、安全かつ円滑な交通の確保および第三者への障害の防止を図るため、道路構造物の状態を常に把握し、異常、破損などへの迅速な対応、それらが発生する誘因の除去、ならびにその予防に努めなければならない。点検は、このような道路管理者としての責務を果たすための基本となるものであり、道路構造物の損傷状況を確認し、その処置方法および補修計画を検討する上において必要となる基礎資料を得ることを目的として実施するものである。

阪神高速道路では、道路構造物の点検要領²⁻⁶⁾を定め、阪神高速道路の点検を、要求する目的に応じて、以下の4つに区分し実施している。

(1) 初期点検

初期点検は、新規路線の建設ならびに大規模な改築にあたって、以後の維持管理を行う上での基礎資料となる構造物完成後の初期状態を把握することを目的として実施する点検で、下記に示す定期点検の要領に準じて実施している。

(2) 日常点検

日常点検は、安全かつ円滑な交通の確保および第三者に対する障害の防止を図ることを目的として日常的に実施する点検で、高速道路上（路上点検）、検査設備あるいは路下の一般道路など（路下点検）から実施している。

路上点検は一般的に本線部で週に1～3回程度、高速道路を走行する点検車（パトロールカー）から、目視および車上感覚ならびに画像処理などを使用し点検するとともに、必要に応じて点検車を停車させて調査する点検である。点検対象構造物は、舗装、伸縮装置および路上構造物などを中心に損傷を発見し評価を行う。

路下点検は陸上部で2ヶ月に1回程度、水上部で年に1回程度、徒歩または船により路下から双眼鏡などによる遠望目視で、道路構造物の破損もしくは剥離などによる欠落、漏水、塗膜の劣化などにより、第三者への影響が想定される損傷の有無を中心に行う点検である。これ以外にも、検査路やトンネル部の監査路からの点検も行っている。

(3) 定期点検

定期点検は、長期点検計画に基づき、一定の期間ごとに構造物に接近して行う点検であり、機能低下の原因となる損傷を早期に発見し、構造物の損傷度やその影響度を把握するとともに、対策の要否やその内容を判断するための資料を得ることと、補修あるいは補修工事の計画作成のための資料を得ることを目的として行う点検である。

橋梁の定期点検（上部工点検と下部工点検）は、路線ごとに損傷の発生状況や損傷発生に寄与する要因の程度に違いがあるので、点検を全路線一律に行うことは合理的でない。そこで、今後の劣化の進行が速いと想定される構造物ほど、点検頻度を多くするように配慮している。すなわち、損傷発生率、供用年数、大型車交通量、海岸離隔度、凍結防止剤散布頻度といった劣化進行速度に影響する因子に加えて、最近の損傷発生率の違いを総合的に評価し、阪神高速全線を5年周期もしくは8年周期で点検する路線群の2つのグループに区分して点検している。

定期点検は、対象構造物に接近し、目視、たたき、または簡単な計測により実施する点検である。

(4) 臨時点検

臨時点検は、災害などの異常事態や、重大な損傷が生じた場合、あるいはそれが予測される場合において、日常点検および定期点検を補完することを目的として適宜必要に応じて実施する点検である。

2.3.2 定期点検結果の判定

(1) 判定区分

定期点検の結果は、損傷の程度およびその影響度を総合的に評価し、表-2.3の判定区分に基づき判定するものとしている。

表-2.3 定期点検の点検判定区分

判定区分		損傷状況
S	S1	機能低下が著しく、道路構造物の安全性から緊急に対策の必要がある場合
	S2	第三者への影響があると考えられ、緊急に対策の必要がある場合
A		機能低下があり、対策の必要がある場合
B		損傷の状態を観察する必要がある場合
C		損傷が軽微である場合
OK		上記以外の場合

(2) 点検 1 次判定と点検 2 次判定

阪神高速道路では、これまで 2005 年（平成 17 年）10 月に定めた点検要領²⁻⁷⁾に基づき、定期点検で発見される損傷に対する損傷状態の評価は、損傷度に基づく点検判定により行ってきた。この点検判定は、点検要領において詳細に標準化されていることから定量的かつ画一的な判定を行うことが可能となっていた。しかしながら、診断技術者は、点検判定において早急な対策の必要がある（A ランク）と判定される損傷について、そのうちの約 60%を早急な対策の必要性はない（B ランク以下）と判断していることがアンケート調査の結果より確認された²⁻⁸⁾。

そこで、2011 年（平成 23 年）度の点検要領改訂²⁻⁶⁾に伴い、従来の点検判定を点検 1 次判定とし、それに加え、新たに進行性及び冗長性の指標を取り入れた健全度に基づく点検 2 次判定を導入している。

点検 1 次判定は、全ての点検対象構造物に対する損傷状態の判定であり、道路構造物の種別ごとに具体的な損傷状態に対応した判定区分を基本として点検判定を行うものである。一方、点検 2 次判定は、橋梁の主要な構造物である 5 工種（桁、橋脚、はり上構造物、床版、高欄・水切り部）の点検において、点検 1 次判定の区分が A ランクに該当する損傷を発見した場合は、点検 2 次判定として損傷の影響度を総合的に評価した点検判定を行うことをいう。

これは、阪神高速道路の大半が高架橋で構成されていることから、主要な構造物である上記 5 工種の点検において、点検 1 次判定が点検項目ごとの標準的な損傷の状態区分を定めたものであることから、損傷の原因や損傷している部材や部位の重要度の如何によっては、構造物への影響度を必ずしも合理的に評価できていない場合も考えられる。したがって、これらの点検においては、点検 2 次判定としてその後の損傷の進行性および損傷が進行した場合の冗長性を総合的に勘案した判定を行うことで、以後の維持管理を効率的に進めるうえでの大きな障害とならないよう考慮したものである。

ここで、損傷の「進行性」ならびに「冗長性」は次のとおり定義している。

進行性：部材が破断等によって何時機能を失う状態になるか、また、それが通常の点検周期で発見でき、適切な措置をとっていく余裕のある早さで進行するか否かを評価する。

冗長性：発見された損傷が進行し、部材が破断（機能喪失）状態に達したとき、構造物全体が崩壊等、構造物としての機能を失う状態になるか否かを評価する。

進行性、冗長性の程度を評価する指標については表-2.4 および表-2.5 を、損傷の状態判定と進行性、冗長性の評価を組み合わせた健全度判定の考え方については表-2.6 を基本としている。なお、表-2.6 は高速道路点検業務等の従事者へのアンケート調査に基づき、エキスパートが要補修と考える損傷に対して、損傷の状態、進行性の評価、冗長性の評価がどのように関連しているかを検討した結果に基づいて作成されたものである²⁻⁸⁾。

表-2.4 進行性評価の考え方

評価ランク	状況	備考
大	損傷の進行が早いことが予測され、次回の点検時までには当該部材が著しい性能低下に至る可能性が高いもの	【X年】＜点検周期
中	損傷の進行はあるが、次回点検時までには当該部材が著しい性能低下に至る可能性は低いと考えられるもの。又は、性能低下の評価が困難なもの	【X年】＞点検周期
小	損傷の進行がほとんどないもの。又は損傷が進行しても、当該部材が著しい性能低下に至る可能性は低いと考えられるもの	

表-2.5 冗長性の考え方

評価ランク	状況
小	損傷の進行により構造物の著しい性能低下や崩壊に繋がるもの
中	損傷の進行により長期的に構造物の機能低下や崩壊に繋がるもの
大	その部材が機能低下や崩壊しても、構造物全体の機能低下への影響が限定的なもの

表-2.6 進行性及び冗長性を考慮した点検判定の考え方

点検1次判定	点検2次判定			
S	S			
A	冗長性 進行性	小	中	大
	大	A	A	B
	中	A	B	B
	小	B	B	C
B	B			
C	C			

2.3.3 鋼構造物の点検項目と判定基準

(1) 点検項目

鋼構造物の定期点検における点検項目は、以下のとおりである。

1) 鋼桁および鋼製橋脚

- | | |
|---------------------|--------------------------------------|
| ① 部材の損傷（われ、曲がり、ひずみ） | ② 溶接部のわれ |
| ③ 高力ボルトの欠損、折損およびゆるみ | ④ 異常音 ⑤ 滞水および漏水 |
| ⑥ さびおよび腐食 | ⑦ 塗膜の状態 ⑧ 桁の遊間の良否 ⑨ その他の損傷 |

2) 耐候性橋梁（防食）

① 漏水 ② 滞水 ③ 部材の腐食 ④ 外観，変色 ⑤ 堆積物，付着物の有無

3) その他の構造物（鋼製高欄，標識架台，点検施設，非常口取付け部材など）

① 部材の損傷 ② 溶接部のわれ ③ ボルトの欠損およびゆるみ

④ さびおよび腐食 ⑤ 異常音 ⑥ その他の損傷

(2) 判定基準

鋼構造物の定期点検における1次判定基準²⁻⁶⁾を表-2.7に示す。

表-2.7 鋼構造物の1次判定基準

工種	判定区分		S	A	B	C	
	点検項目						
鋼桁 （鋼床版を含む）および 鋼製橋脚	主 要 部 材	部材のわれ	損傷が著しく，落橋など，重大事故に結び付く危険性，および第三者障害を招く危険性がある損傷．	著しい損傷がある．	損傷がある．		
		溶接部のわれ		著しい損傷がある．	損傷がある．	塗膜にわれがある．	
		曲がり，ひずみ		部材に著しい変形，座屈が生じている．	部材に変形，座屈が生じている．	わずかな曲がり，ひずみがある． （応力的なものではない）	
		高力ボルト		欠損折損	1 添接板で2本以上の欠損，折損がある．	1 添接板で1本の欠損，折損がある．	
				ゆるみ	1 添接板で10％以上，または10本以上のゆるみがある．	1 添接板で5～9本，または5本未満でも5％以上10％未満のゆるみがある．	1 添接板で5％未満，かつ5本未満のゆるみがある．
					添接板のズレ		添接部の塗膜にズレが見られる．
	二 次 部 材	部材のわれ		著しい損傷がある．	損傷がある．		
		溶接部のわれ		著しい損傷がある．	損傷がある．	塗膜にわれがある．	
		曲がり，ひずみ			部材にh/125，あるいは50mm以上の曲がり，ひずみが発生している．	部材にh/125，あるいは50mm未満の曲がり，ひずみが発生している．	
		高力ボルト		欠損折損	1 添接板で2本以上の欠損，折損がある．	1 添接板で1本の欠損，折損がある．	
				ゆるみ		1 添接板で10％以上，または5本以上のゆるみがある．	1 添接板で10％未満，かつ5本未満のゆるみがある．
					添接板のズレ		添接部の塗膜にズレが見られる．
	異常音			異常な金属のたたき音，きしみ音が発生している．			
	漏水，滞水			著しい漏水，または滞水が発生している．	少しの漏水，滞水が発生している．		
	さびおよび腐食		断面欠損が部材厚の10％以上ある．	①広い範囲にさびが発生している． ②点在した腐食が発生している	点在したさびが発生している．		
	塗膜の状態			層間はく離がかなりの部分に発生している．	層間はく離が部分的に発生している．		
	桁の遊間の良否		桁端が接触している．	遊間が不足し，接触の恐れがある．			
	その他の損傷		著しい機能阻害がある．				

表-2.7 鋼構造物の1次判定基準（続き）

工種	判定区分		S	A	B	C
	点検項目					
耐候性橋梁（防食）	漏水		錆等の腐食が著しく、部材や錆片が落下する危険性や、それにより第三者障害を招く危険性がある。	鋼材面が常時、漏水により水の供給化にある。	鋼材面に漏水による水の供給跡がある。（漏水跡）	
	滞水			鋼材面が常時、滞水している。	鋼材面に滞水跡がある。	
	部材の腐食（減肉確認）			断面欠損が部材厚の10%以上ある。	点在した腐食が発生している。	
	外観変色			①層状はく離錆が見られる。 ②大規模な変色が見られる。（1㎡以上目安）	①うろこ状錆が見られる ②小規模な変色が見られる（1㎡以下目安） ③腐食部分や層状錆を撤去した状態	
	堆積物、付着物の有無			泥、塵埃、鳥の糞、コケならびに凍結防止剤の堆積がある。	泥、塵埃、鳥の糞、コケならびに凍結防止剤の付着がある。	
その他構造物	部材の損傷		損傷が著しく、部材落下および第三者障害を招く危険性がある損傷。	著しい部材の損傷が発生している。	若干の部材の損傷が発生している。	
	溶接部のわれ			損傷がある。	溶接部付近の塗膜にき裂がある。	
	高力ボルト	欠損折損		1 添接板で20%以上、または2本以上の欠損、折損がある。	1 添接板で20%未満、または1本の欠損、折損がある。	
		ゆるみ		1 添接板で35%以上、または10本以上のゆるみがある。	1 添接板で5～9本、または5本未満でも10%以上35%未満のゆるみがある。	1 添接板で10%未満、かつ5本未満のゆるみがある。
	その他のボルト			欠損および破断がある。	ボルト、ナットのゆるみがある。	
	さびおよび腐食			広い範囲に著しいさびおよび腐食が発生している。	①広い範囲にさびが発生している。 ②点在して腐食が発生している。	点在してさびが発生している。
	異常音				異常音が発生している。	
	その他の損傷			著しい機能障害が発生している。		

注：表中のhは次のようにとする。

h：腹板高（腹板）、腹板間隔（箱桁フランジ）、リブ間隔（鋼床版）

2.4 阪神高速道路における鋼構造物の損傷分析

2.4.1 損傷発生状況

阪神高速道路において、2011年（平成23年）度までに定期点検（上部工点検および梁上点検）を実施した鋼桁を対象として、点検要領²⁻⁷⁾に基づく近年4年分の点検結果を各路線別に集計したものを表-2.8に示す。なお同表には、全径間数に対して補修対応が必要（点検判定ランクがSランク＋Aランク）でない径間数の割合を構造物保全率と定義し²⁻⁹⁾、その値も示している。この表から、2011年（平成23年）度末時点で、全体としては鋼桁の約84%で補修対応が

不要であるが、その値は年々落ちていることがわかる。これは、補修対応が必要なものの中でも優先順位の高いものから順次補修を行っているが、新たに発生する損傷の数量の方が補修数量を上回っている結果である。また、路線別にみると、池田線（空港線）と神戸西宮線の構造物保全率は他の路線に比べて低く、約 65%程度であり、守口線、堺線、西大阪線の 3 路線の構造物保全率が約 77～80%である。なお、補修対応が必要な鋼桁の数量としては、1,000 径間を超えており、将来の新たな損傷発生も考慮すると、今後、さらに効率的に、また耐久性の高い補修を実施する必要がある。

表-2.8 定期点検における鋼桁の構造物保全率の推移

(単位:径間)

路線名	2008年(平成20年)度 (H21.3.31)			2009(平成21)年度 (H22.3.31)			2010年(平成22)年度 (H23.3.31)			2011年(平成23)年度 (H24.3.31)		
	構造 物数	損傷 構造数	保全率 (%)	構造 物数	損傷 構造数	保全率 (%)	構造 物数	損傷 構造数	保全率 (%)	構造 物数	損傷 構造数	保全率 (%)
環状	364	25	93.1%	364	58	84.1%	364	64	82.4%	364	64	82.4%
池田(空)	418	107	74.4%	418	153	63.4%	418	149	64.4%	418	148	64.6%
守口	350	60	82.9%	350	60	82.9%	350	46	86.9%	350	73	79.1%
大阪港	202	4	98.0%	202	4	98.0%	202	9	95.5%	202	9	95.5%
東大阪	782	59	92.5%	782	59	92.5%	782	62	92.1%	782	95	87.9%
堺	457	86	81.2%	457	72	84.2%	457	104	77.2%	457	100	78.1%
湾岸(岸)	240	26	89.2%	240	17	92.9%	240	23	90.4%	240	23	90.4%
湾岸(湾)	1,076	23	97.9%	1,076	39	96.4%	1,076	40	96.3%	1,076	68	93.7%
松原	154	16	89.6%	154	15	90.3%	154	12	92.2%	154	12	92.2%
大阪西宮(大)	255	14	94.5%	255	14	94.5%	255	14	94.5%	255	34	86.7%
森小路	62	3	95.2%	62	3	95.2%	62	3	95.2%	62	8	87.1%
西大阪	155	27	82.6%	155	27	82.6%	155	43	72.3%	155	35	77.4%
大阪西宮(兵)	258	4	98.4%	258	10	96.1%	258	10	96.1%	258	10	96.1%
神戸西宮	903	171	81.1%	903	193	78.6%	909	191	79.0%	909	307	66.2%
北神戸	81	1	98.8%	81	1	98.8%	81	1	98.8%	81	2	97.5%
湾岸(海)	460	10	97.8%	460	10	97.8%	460	10	97.8%	460	43	90.7%
神戸山手	44	0	100.0%	44	0	100.0%	48	0	100.0%	48	1	97.9%
淀川左岸	55	0	100.0%	55	0	100.0%	55	0	100.0%	55	6	89.1%
池田(池)	37	0	100.0%	37	0	100.0%	37	0	100.0%	37	0	100.0%
湾岸(垂)	14	0	100.0%	14	0	100.0%	14	0	100.0%	14	0	100.0%
北神戸(北)	79	10	87.3%	79	10	87.3%	79	10	87.3%	79	10	87.3%
京都	124	0	100.0%	124	0	100.0%	161	0	100.0%	161	0	100.0%
計	6,570	646	90.2%	6,570	745	88.7%	6,617	791	88.0%	6,617	1,048	84.2%

次に、2011 年（平成 23 年）度末における鋼桁 6,560 径間の上部工定期点検結果における損傷径間とその比率を、5 年間の供用年度毎および点検判定ランク毎に集計した結果を図-2.3 に示す。

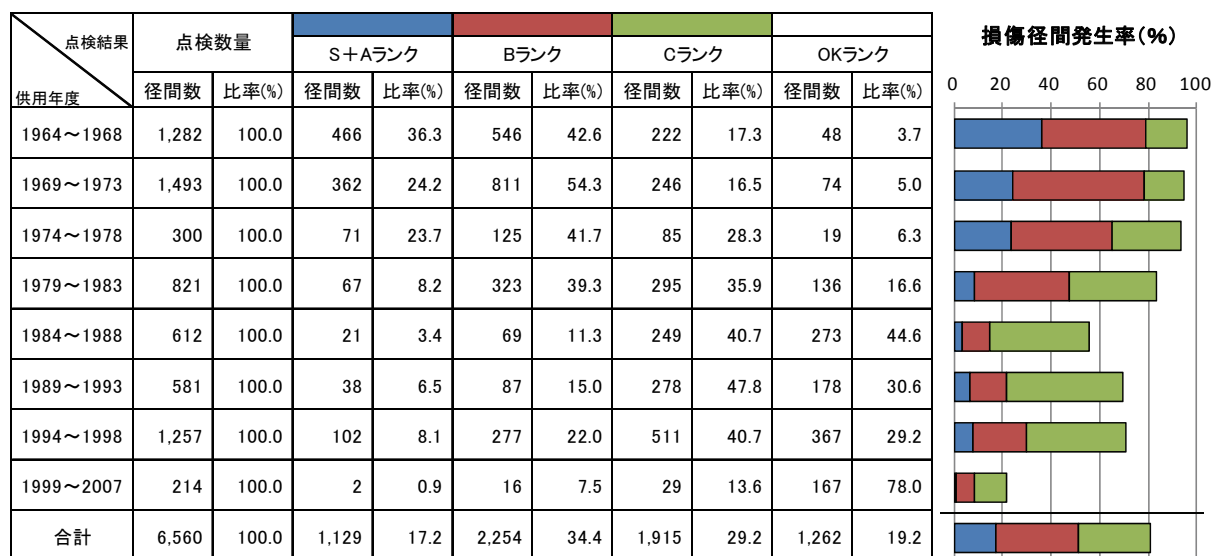


図-2.3 供用年度毎の損傷発生率の比較

これより、以下のことが分かる。

- ・補修対応が必要な鋼桁は約 17.2%であり、その数は 1,100 径間を超える。また、全く損傷が発生していない鋼桁は約 19.2%であり、残りの 80.8%の鋼桁には何らかの損傷を有している。
- ・A ランク以上 (S ランク + A ランク) の損傷発生率を供用年度毎に比較すると、1978 年 (昭和 53 年) 度以前に供用された区間の発生率は 23～37%で、1979 年 (昭和 54 年) 度以降に供用された区間の 10%以下と比べてきわめて高い値となっている。また、1999 年 (平成 11 年) 度以降に供用された区間には A ランク以上は 2 件 (0.9%) しか存在しなかった。
- ・B ランクの損傷発生率を供用年度毎に比較すると、1983 年 (昭和 58 年) 度以前は 39～55%であるのに対し、1984 年 (昭和 59 年) 度以降は 7～22%と大きく値が異なる。なお、B ランクの判定区分は、「損傷の状態を観察する」であるので、今後、A ランク以上に進行する可能性が高い損傷である。
- ・すべての損傷の発生率をみると、1983 年 (昭和 58 年) 年度以前に供用された区間は 80%以上と高く、1984 年 (昭和 59 年) 度～1998 年 (平成 10 年) 度の 55～71%、1999 (平成 11 年) 年度以降は 22%と、供用年が新しくなるにしたがい、損傷発生率が低下する傾向が見られ、これは、B ランクの損傷発生傾向とよく似ている。

以上の結果より、供用年度毎の損傷レベルを大きく分けると、以下の 4 段階に分かれる結果となった。

- ①1978 年 (昭和 53 年) 度以前 : A ランク, B ランク, 全体損傷数とも多い。
- ②1979 年 (昭和 54 年) 度～1983 年 (昭和 59 年) 度 : A ランクは少ない, B ランクと全体損傷数は多い。
- ③1984 年 (昭和 60 年) 度～1998 年 (平成 10 年) 度 : A ランクと B ランクは少ない, 全体損傷数は多い。
- ④1999 年 (平成 11 年) 度以降 : A ランク, B ランク, 全体損傷数とも少ない。

また、1995（平成 7 年）、1996（平成 8 年）度に実施した点検結果（以下、「過年度点検結果」という。）²⁻¹⁰⁾と比較した結果を表-2.9 に示す。これより、A ランク以上の比率が 12.2%から 17.2%と 5.0%増加し、B ランクの比率も 29.0%から 34.4%に 5.4%増加している。また、未損傷の割合が 31.4%から 19.2%に低下していることから、損傷が進行していることがわかる。これは、B ランク以下の損傷については、「損傷の状態を観察する」こととしているため、経年劣化により損傷数が増加するとともに、損傷程度も悪化しているものと考えられる。

表-2.9 点検結果の比較

	2011 年度末	1995, 1996 年度 ²⁻¹⁰⁾
A ランク以上	17.2%	12.2%
B ランク	34.4%	29.0%
C ランク	29.2%	27.4%
OK ランク	19.2%	31.4%

2.4.2 損傷内容

鋼桁に生じている補修対応が必要な（点検判定ランクが A ランク以上の）損傷について、その内容毎に分類した損傷件数の推移を図-2.4 に示す。これより、2005 年（平成 17 年）度頃までは損傷件数は 1,000 件程度で、ほぼ横ばいの状況であったが、その後、全体的に損傷件数が増加しており、2011 年（平成 23 年）度末の損傷件数は、2005 年（平成 17 年）度末の損傷件数の 3 倍以上の約 3,100 件となっている。これは、供用年数の増加に伴う経年劣化による損傷箇所数の増加が主な理由と考えられるが、2.2.3 において前述したように、維持・修繕その他の道路管理に係るコストについて、2005 年（平成 17 年）度には、2002 年（平成 14 年）度比で 34.5%のコスト削減を実施しており²⁻⁵⁾、その影響も含まれていると考えられる。また、A ランク以上の損傷割合は 5%増とした 2.4.1 においては、A ランク以上の損傷を有する径間単位で整理しているのに対し、図-2.4 では A ランク以上の損傷件数を表しており、A ランク以上の損傷を有する径間においては、A ランク以上の損傷件数が増加しているものと考えられる。

2011 年（平成 23 年）度末時点の損傷内容としては、桁端部のさび・腐食が約 1,100 件で最も多くなっており、次いでき裂・溶接われの約 660 件、本体のさび・腐食の約 430 件の順で多くなっている。一方、2005 年（平成 17 年）度末時点では、桁端部のさび・腐食が約 280 件で最も多く、次いで高力ボルト（HTB）のゆるみが約 180 件であり、き裂・溶接われは約 120 件であった。これより、6 年間で、桁端部のさび・腐食の損傷件数は約 4 倍に、き裂・溶接われは約 5.5 倍に増加していることが分かる。なお、桁端部のさび・腐食は、伸縮継手止水構造の不具合による漏水が主な原因であると考えられる。また、き裂・溶接われが大きく増加した理由は、鋼床版の疲労き裂の増加が影響しているものと考えられる。

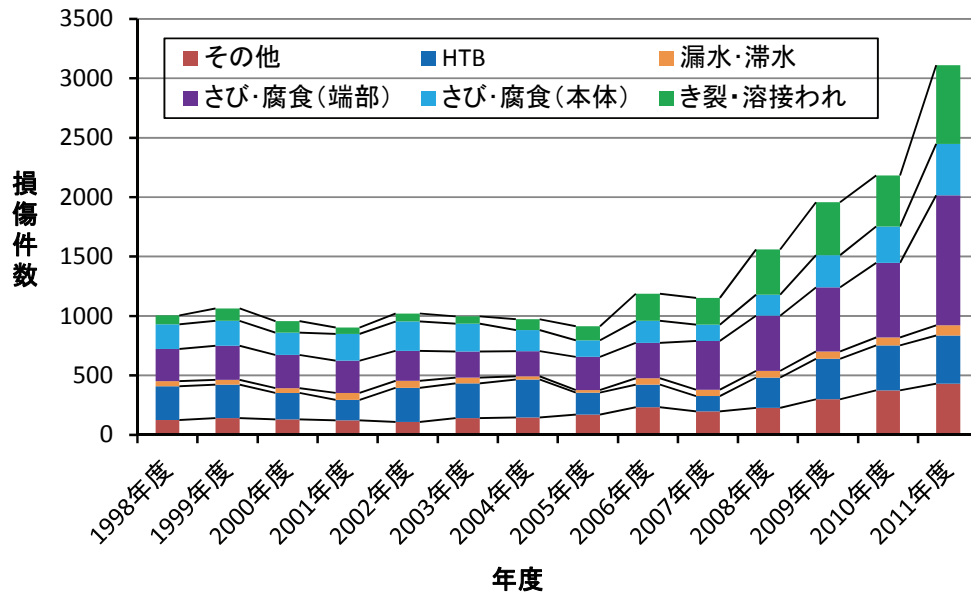


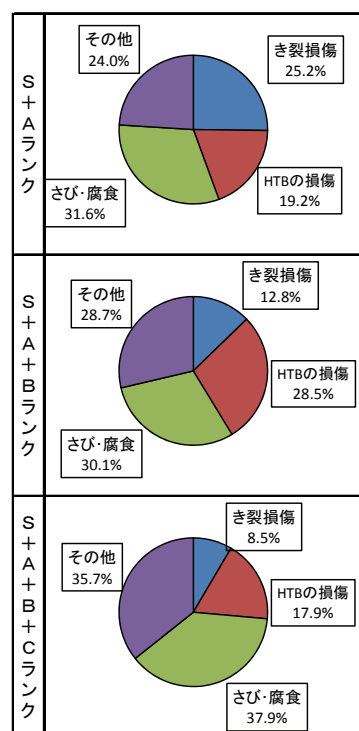
図-2.4 鋼桁の損傷内訳の推移

次に、2011年（平成23年）度末時点で鋼桁に生じている全ての損傷を対象に、支間部と桁端部に区分し、損傷項目別に損傷発生数を整理した結果を図-2.5に示す。なお、同図では、損傷レベルに応じた数量を表示するとともに、損傷項目を、さび・腐食、き裂損傷、HTBの損傷、その他の4つに分類して表示する。

これより、支間部においては、いずれの損傷レベルの場合でも、さび・腐食が最も多い結果であることが分かった。また、さび・腐食に次いで多い損傷としては、Aランク以上（S+A）の損傷数量では、き裂損傷であるのに対し、Bランク以上（S+A+B）の損傷数量では、その他とHTBの損傷がほぼ同程度であり、何らかの損傷がある（S+A+B+C）数量では、その他となった。なお、このS+A+B+Cの損傷数量における「その他」の損傷のうち、最も多い損傷内容は塗装状態であり、層間はく離の損傷数量を示している。層間はく離は、残存した塗膜の経年劣化により、いずれさび・腐食に進行すると考えられることから、将来のさび・腐食の増加要因となる可能性がある。一方、桁端部においては、さび・腐食の損傷数量が圧倒的に多く、いずれの損傷レベルで整理した場合でも70%を超える結果となった。また、さび・腐食に次いで多い損傷はHTBの損傷であり、き裂損傷の割合は、支間部に比べて1/4程度以下と小さい結果となった。

過年度点検結果²⁻¹⁰⁾では、支間部ではHTBの損傷数が最も多かったが、今回の調査結果ではさび・腐食が最も多い結果となった。この理由として、HTBの損傷内容の一つである、遅れ破壊が発生しやすいF11T以上の高力ボルトについては順次補修を行っていることと、高力ボルトの損傷よりも、さび・腐食の損傷数の増加が著しいものと考えられる。一方桁端部では、過年度点検結果²⁻⁹⁾においてもさび・腐食が多かったが、例えばAランク以上の損傷比率に着目すると、今回の調査結果77.2%に対し、過年度点検結果では56.8%であり、過年度点検結果に比べて約20%増加しており、桁端部におけるさび・腐食の損傷傾向は、以前よりもさらに顕著になったことがわかる。

(支間部)		(単位:径間)					
凡例	損傷項目	S+A	比率(%)	S+A+B	比率(%)	S+A+B+C	比率(%)
主桁部	溶接われ	73	10.2	286	8.7	488	6.3
	母材の亀裂	107	15.0	125	3.8	161	2.1
	曲がり・ひずみ	0	0.0	42	1.3	205	2.6
	切欠	0	0.0	0	0.0	1	0.0
	母材のき裂	0	0.0	0	0.0	1	0.0
	曲がり・ひずみ	0	0.0	0	0.0	0	0.0
	HTBの折損	15	2.1	30	0.9	30	0.4
	HTBの欠損	51	7.2	155	4.7	155	2.0
	HTBのゆるみ	38	5.3	235	7.1	549	7.1
	溶接われ	0	0.0	4	0.1	7	0.1
その他部材	母材の亀裂	0	0.0	5	0.2	6	0.1
	曲がりひずみ	0	0.0	52	1.6	276	3.5
	HTBの折損	0	0.0	5	0.2	5	0.1
	HTBの欠損	33	4.6	111	3.4	111	1.4
	HTBのゆるみ	0	0.0	403	12.2	540	6.9
	リベットの欠損	3	0.4	8	0.2	8	0.1
	リベットのゆるみ	0	0.0	50	1.5	59	0.8
	さび・腐食	225	31.6	989	30.1	2,942	37.9
	異常音	0	0.0	33	1.0	33	0.4
	漏水・滞水	34	4.8	153	4.6	228	2.9
その他	塗装状態	0	0.0	239	7.3	1,274	16.4
	添架物周辺の異常	11	1.5	69	2.1	109	1.4
	増設桁関連の異常	1	0.1	26	0.8	36	0.5
	その他	122	17.2	271	8.2	544	7.0
	合計	713	100.0	3,291	100.0	7,768	100.0



(桁端部)		(単位:径間)					
凡例	損傷項目	S+A	比率(%)	S+A+B	比率(%)	S+A+B+C	比率(%)
主桁部	溶接われ	22	2.7	37	1.3	82	1.6
	母材の亀裂	7	0.9	7	0.2	19	0.4
	曲がり・ひずみ	1	0.1	20	0.7	87	1.7
	HTBの折損	0	0.0	4	0.1	4	0.1
	HTBの欠損	21	2.6	34	1.2	34	0.6
	HTBのゆるみ	9	1.1	40	1.4	67	1.3
その他部材	溶接われ	0	0.0	2	0.1	5	0.1
	母材の亀裂	2	0.2	8	0.3	8	0.1
	曲がりひずみ	0	0.0	11	0.4	73	1.4
	HTBの折損	0	0.0	6	0.2	6	0.1
	HTBの欠損	17	2.1	65	2.3	65	1.3
	HTBのゆるみ	0	0.0	135	4.7	208	4.0
その他	リベットの欠損	2	0.2	2	0.1	2	0.0
	リベットのゆるみ	0	0.0	5	0.2	6	0.1
	さび・腐食	632	77.2	2,215	77.9	3,839	74.1
	桁遊間の良否	20	2.4	34	1.2	34	0.7
	異常音	0	0.0	11	0.4	11	0.2
	漏水・滞水	7	0.9	38	1.3	47	0.9
	塗装状態	0	0.0	35	1.2	337	6.5
	その他	79	9.6	136	4.8	248	4.8
	合計	819	100.0	2,845	100.0	5,182	100.0

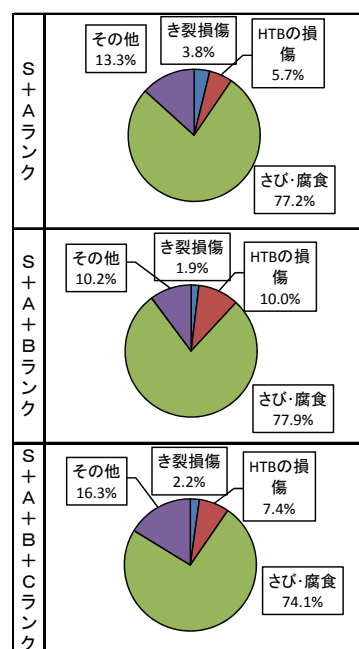


図-2.5 鋼桁における損傷項目別の損傷発生数の比較

次に、桁種別を、RC床版鋼I桁、RC床版鋼箱桁、鋼床版鋼I桁および鋼床版鋼箱桁の4つに区分し、それぞれについて同様に整理した結果を図-2.6に示す。

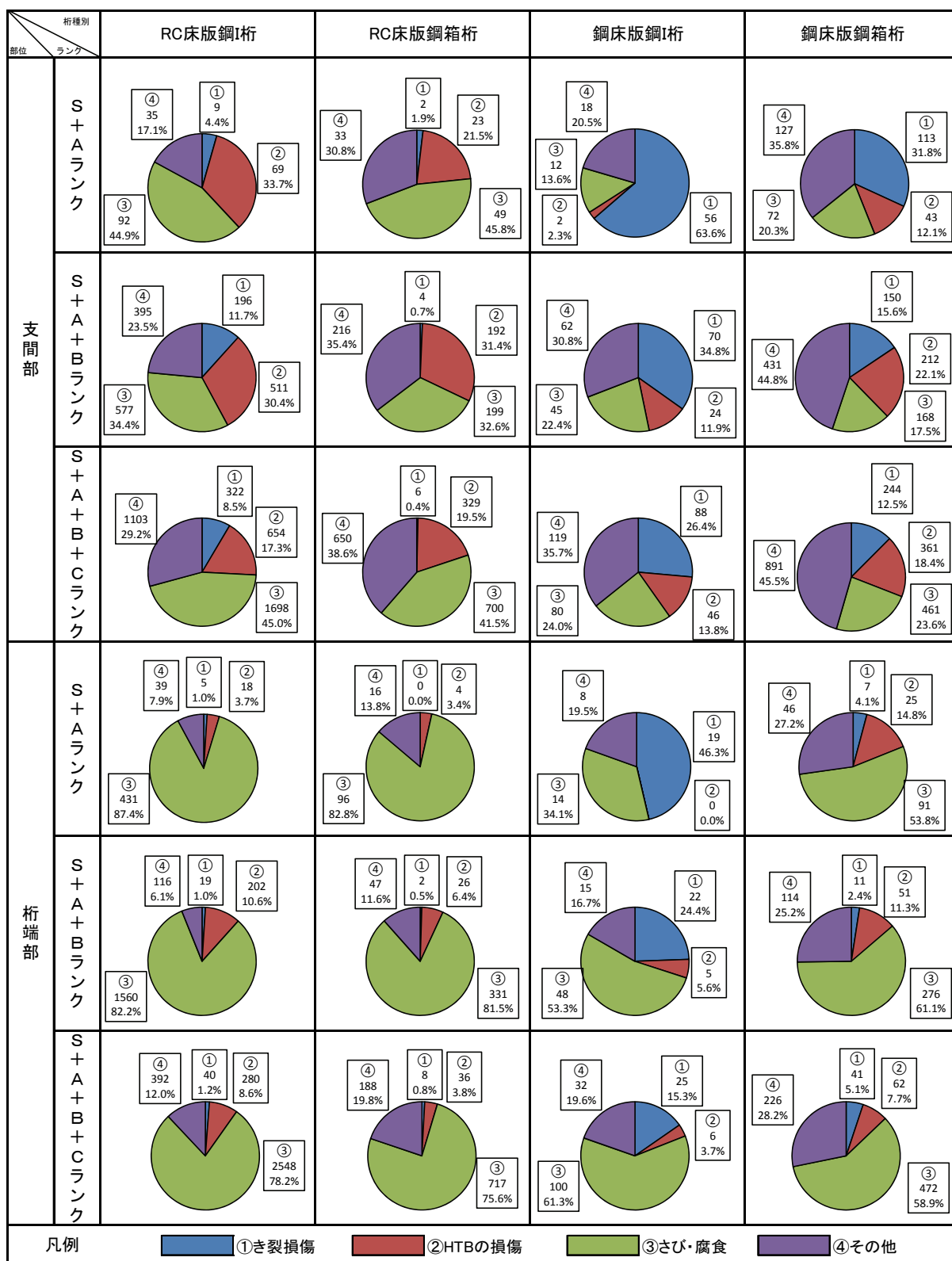


図-2.6 鋼桁における桁種別毎の損傷発生数の比較

これより、RC 床版桁（鋼 I 桁，鋼箱桁）の支間部に発生している損傷は，さび・腐食が最も多く，その比率としては 50%以下であり，次いで，HTB の損傷やその他の損傷である．一方，鋼床版鋼 I 桁ではき裂損傷が最も多く，A ランク以上の損傷の 63.6%を占めているが，B ランク

ク以上の場合は 34.8%を占めている。これは、近年鋼床版のき裂損傷が増加していることと、き裂損傷はいったん損傷が発生すると、A ランク以上の損傷になりやすいことが考えられる。また、鋼床版鋼箱桁においてもき裂損傷が多く、鋼床版鋼 I 桁と同様の傾向であるが、き裂損傷の比率は鋼床版鋼 I 桁の場合と比べて小さい。

次に、桁端部については、さび・腐食の損傷が非常に多く、RC 床版桁（鋼 I 桁、鋼箱桁）では、その比率は 75%を超えているが、鋼床版鋼 I 桁では、支間部と同様に、き裂損傷が多いため、さび・腐食の割合が RC 床版桁と比べて、小さな値となっている。

2.4.3 さび・腐食損傷の事例

(1) さび・腐食に対する維持管理

阪神高速道路においては、鋼構造物のさび・腐食に対する維持管理としては、塗装の状況に応じて定期的に塗装を塗り替え塗膜を健全に保つことで、さび・腐食が発生しないように防食している。塗り替え方法としては、従来は、表-2.10 のとおり、ディスクサンダーなどの動力工具による 3 種ケレンにより旧塗膜（活膜）を残した状態で補修塗装を行っていた²⁻¹¹⁾が、2007 年（平成 19 年）9 月に改訂した道路構造物の補修要領²⁻¹²⁾において、重防食塗装系への切り替えが必要な場合は、表-2.11 のとおり 1 種ケレン（ブラスト処理）を行い、防食下地として有機ジンクリッチペイントを用いる重防食塗装を行うことを原則とすることに変更している。なお、有機ジンクリッチペイントは、鋼道路橋塗装・防食便覧²⁻¹³⁾においても塗り替え塗装時の防食下地として用いるよう規定されており、筆者ら²⁻¹⁴⁾により、試験片を用いた促進腐食試験において、他の下塗り塗料よりも耐久性があることが確認している。また、阪神高速道路では、ブラスト処理に伴う騒音・振動等の施工上の問題点等を把握の上、2009 年（平成 21 年）度から、塗装塗り替えを行う場合は、原則として 1 種ケレンにより清浄な鋼材面を出し、重防食塗装を行っている。

表-2.10 一般外面の塗り替え塗装仕様²⁻¹¹⁾

種別	素地調整	工程	塗料	標準 使用量 (g/m ²)	塗装 方法	塗装間隔 (20℃)	標準 膜厚 (mm)
a-3	G-e	(補修塗)	(変性エポキシ樹脂塗料下塗)	(240)	はけ	1～10 日	(60)
		第 1 層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	240		1～10 日	60
		第 2 層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	240		1～10 日	60
		第 3 層	ポリウレタン樹脂塗料用中塗	140		1～10 日	30
		第 4 層	ポリウレタン樹脂塗料上塗	120		1～10 日	25

※素地調整の G-e は、工具を用いさび、劣化塗膜を除去し、鉄素地を露出させる。ただし、劣化していない塗膜は残し、付着している汚れ、塵埃、油脂類を除去し、表面を目粗し、清浄な面にすることである。（ISO St3, SPSS Pt3）

表-2.11 一般外面の塗り替え塗装仕様（重防食塗装）²⁻¹²⁾

種別	素地調整	工程	塗料	標準 使用量 (g/m ²)	塗装 方法	塗装間隔 (20℃)	標準 膜厚 (mm)
a-5	G-xx	第1層	有機ジンクリッチペイント	600	スプレー	1～10日	75
		第2層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	240		1～10日	60
		第3層	変性エポキシ樹脂塗料下塗	240		1～10日	60
		第4層	ふっ素樹脂塗料用中塗	170		1～10日	30
		第5層	ふっ素樹脂塗料上塗	140		1～10日	25

※素地調整の G-xx：現場ブラスト法（1種ケレン）を行うことを表し、さびや旧塗膜を除去し、清浄な鋼材面とすることである。（ISO Sa 2 1/2）

塗装塗り替え面積の推移を図-2.7に示す。これより、1970年（昭和45年）度に一部塗装塗り替えを行っているが、阪神高速道路の供用開始から11年後である1975年（昭和50年）度から右肩上がりに塗装塗り替え面積を増やし続けている。その後、1993年（平成5年）度をピークに、塗装塗り替え面積は減少傾向にあり、2000年（平成12年）度から特に少なくなっていることが分かる。これは、従来は、さび・腐食の損傷が発生する前に塗装を順次塗り替えてきたものを、維持管理費用の縮減を目的に、損傷が発生していない鋼桁の塗装の塗り替えを行うことをやめたほか、塗り替えを行う場合でも全面塗り替えから部分塗り替えに変更したことが主な理由であると考えられる。

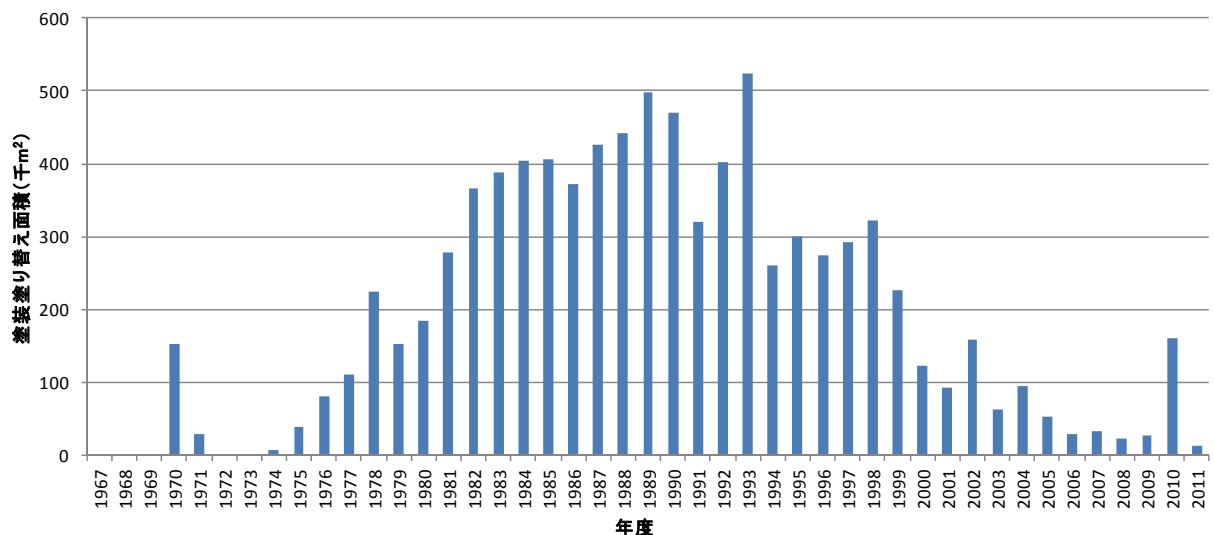


図-2.7 年度別の塗装塗り替え面積

(2) さび・腐食の発生状況

阪神高速道路において発生した、代表的な腐食損傷状況を、写真-2.1～写真-2.10 に示す。写真-2.1 は桁端部の腐食であり、下フランジ、ウェブおよび支点上補剛材の減肉に加え、支承にもさびが固着しており、支承の機能不全も考えられる。写真-2.2 は桁端部のウェブの損傷であり、ウェブ下端が欠損（貫通）している事例である。写真-2.3 も桁端部の腐食であり、支点上補剛材とウェブに囲まれた箇所の下フランジ上に滞水し、その場所から腐食が支点上補剛材下端やウェブ下端に進行し、支点上補剛材下端では写真-2.4 に示すように、26mm の支点上補剛材が 16mm まで減肉している著しい腐食損傷である。写真-2.5 は箱桁内面の腐食であり、床版や排水管からの漏水のほか、スカーラップや継手部の隙間などからの漏水により、箱桁下フランジ上に滞水し腐食した事例であり、写真-2.6 に示すように、縦リブ下端では欠損（貫通）している。写真-2.7 は支間部の腐食であり、床版や排水管からの漏水により、支間部の一部が局所的に腐食している事例である。写真-2.8 は鋼製高欄の腐食であり、主に取り付けボルト部等からの漏水が原因である。写真-2.9 は伸縮継手部等からの漏水が原因で生じた鋼板巻き立て橋脚の腐食である。最後に写真-2.10 は、鋼製橋脚梁天端に滞水し、腐食した事例である。以上のように、腐食損傷は、いずれも漏水・滞水が主な原因であると考えられる。



写真-2.1 桁端部の腐食（1）



写真-2.2 桁端部の腐食（2）



写真-2.3 桁端部の腐食（3）



写真-2.4 支点上補剛材腐食の拡大写真



写真-2.5 鋼箱桁内面の腐食



写真-2.6 縦リブ下端の拡大写真



写真-2.7 支間部の縦桁の腐食



写真-2.8 鋼製高欄の腐食



写真-2.9 鋼板巻き立て部の腐食

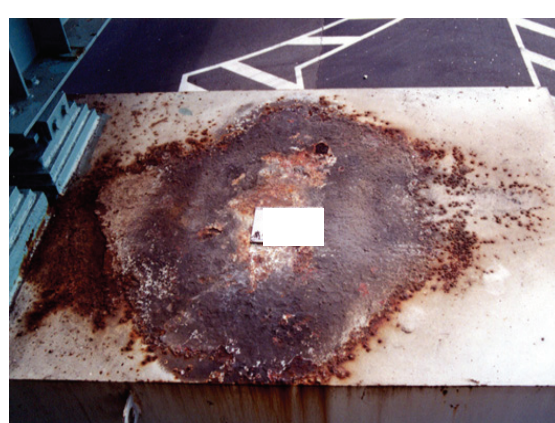


写真-2.10 鋼製橋脚梁天端の腐食

次に、2.4.1で整理した2011年（平成23年）度末における鋼桁6,560径間の定期点検結果のうち、さび・腐食による損傷径間数とその比率を、支間部と桁端部に分けて、5年間の供用年度毎および点検判定ランク毎に集計した結果を図-2.8に示す。これより、以下のことが分かる。

- ・さび・腐食の損傷発生率を全体的にみると、支間部の44.7%、桁端部の58.4%に何らかの損傷がある。また、Bランク以上については、桁端部の方が支間部より損傷発生率が高い

が、C ランクについては支間部の方が高い。

- ・ A ランク以上の損傷発生率は、支間部で 3.4%，桁端部で 9.6%であり、桁端部は支間部の約 2.8 倍であり、B ランクの損傷発生率は、支間部で 11.6%，桁端部で 24.1%であり、桁端部は支間部の約 2.1 倍である。
- ・ A ランク以上の損傷発生率を供用年度毎に比較すると、1978 年（昭和 53 年）年度以前に供用された区間の発生率は、支間部では 4.8～7.2%に対し、桁端部では供用の古い順に 24.1%，14.8%，7.7%であり、桁端部の損傷が多いことと、またその発生率は供用年数が 35 年を超えると、供用年数に比例的に増加している。
- ・ 1978 年（昭和 53 年）年度以前に供用された区間の桁端部における B ランク損傷の発生率は 21.3～47.8%と非常の高率であり、支間部の 16.3～22.9%の約 2 倍である。

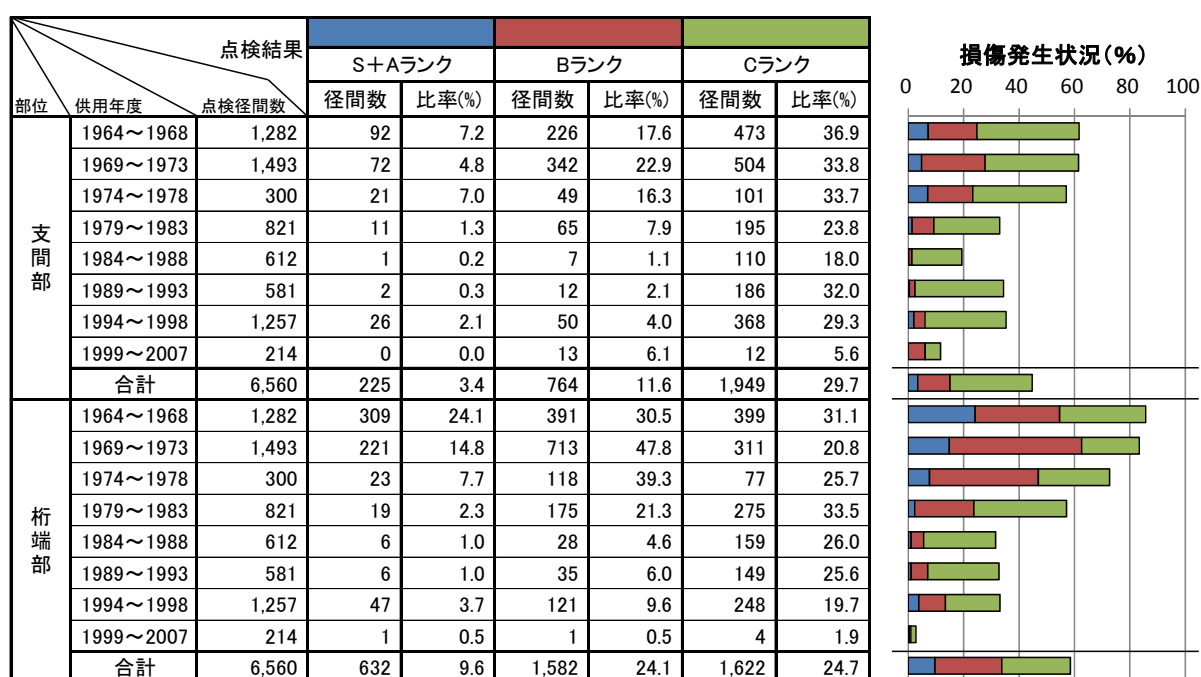
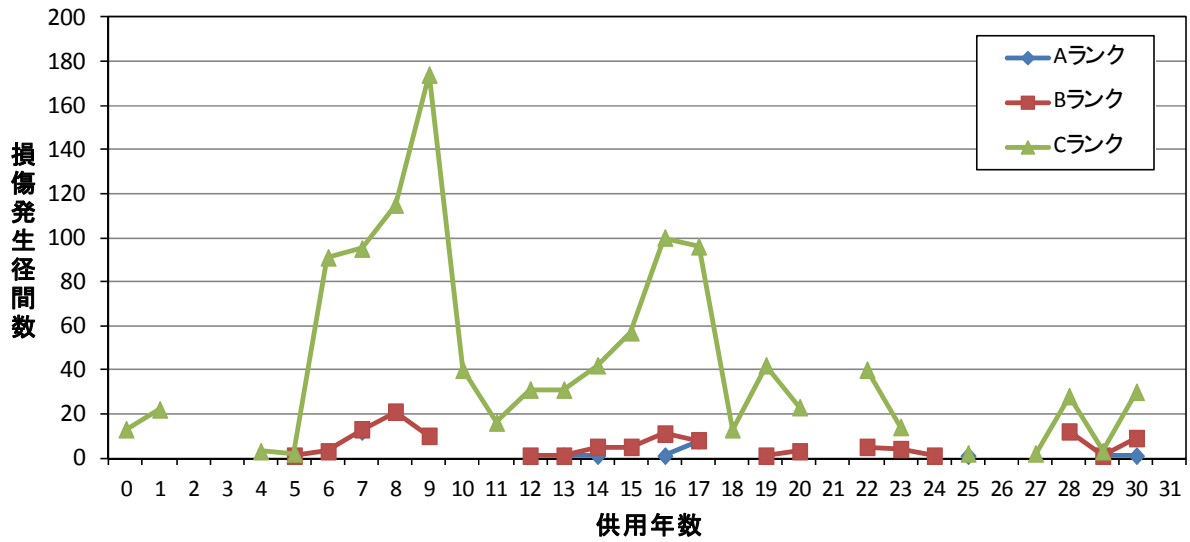


図-2.8 さび・腐食の発生状況

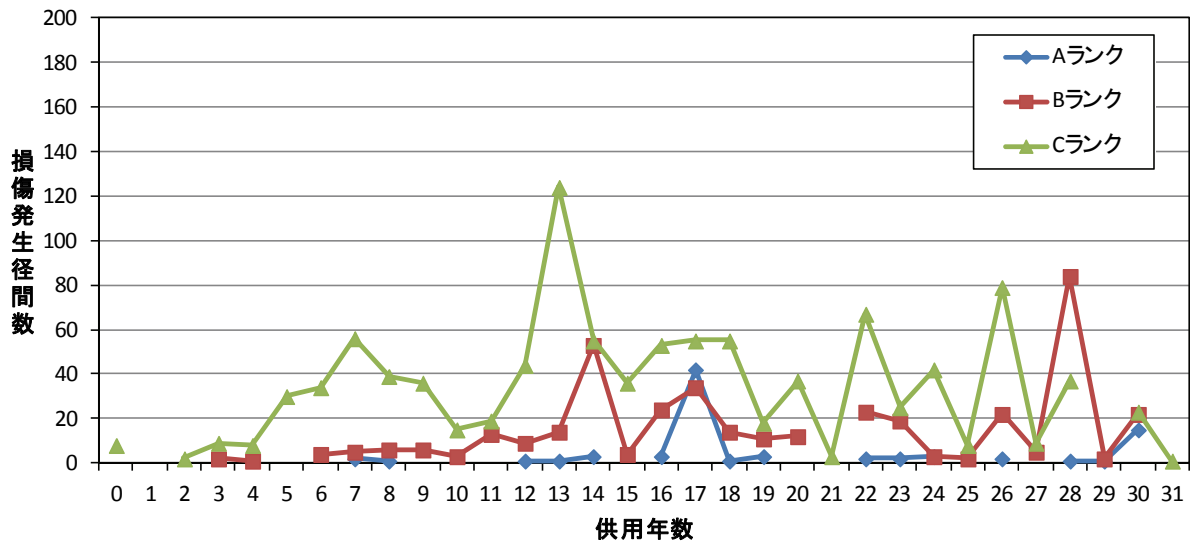
次に、阪神高速道路の鋼桁が、さび・腐食損傷により各損傷ランクに進展するのに要する供用年数を算出し、その関係を、支間部と桁端部に分けて、図-2.9 に示す。なお、阪神高速道路の過去の点検結果は保全情報管理システムにおいてデータベース化し保管しているが、点検結果については 1985 年（昭和 60 年）度以降のデータを保管している²⁻¹⁵⁾ことから、ここでは、定期点検の頻度が 5 年に 1 回であることを考慮し、5 年前の 1980 年（昭和 55 年）度以降に供用した鋼桁 3,354 径間を対象として分析した。また、その結果に基づき、各損傷ランクに判定された損傷に対して、損傷発生までの平均供用年数を算出した結果を表-2.12 に示す。これより、以下のことが分かる。

[支間部]



判定	計	供用年度からの経過年数																															
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Aランク	26								12						1	1		1	8								1				1	1	
Bランク	115						1	3	13	21	10			1	1	5	5	11	8		1	3		5	4	1				12	1	9	
Cランク	1,125	13	22			3	2	91	95	115	174	40	16	31	31	42	57	100	96	13	42	23		40	14		2		2	28	3	30	

[桁端部]



判定	計	供用年度からの経過年数																															
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Aランク	83								2	1				1	1	3		3	42	1	3			2	2	3		2		1	1	15	
Bランク	397				2	1		4	5	6	6	3	13	9	14	53	4	24	34	14	11	12		23	19	3	2	22	5	84	2	22	
Cランク	1,027	8		2	9	8	30	34	56	39	36	15	19	44	124	55	36	53	55	55	18	37	3	67	25	42	8	79	9	37		23	1

図-2.9 さび・腐食における損傷ランク毎の損傷発生径間数と供用年数との関係

- ・ A ランクと B ランクの損傷数は、桁端部の方が支間部より 3 倍以上多い。
- ・ 損傷発生までの平均供用年数は、桁端部の方が支間部より長い。これは、支間部は損傷径間数が少なく、比較的早期に損傷するものが原因と考えられる。
- ・ 支間部において、A ランクの損傷発生までの平均供用年数は、B ランク損傷発生までの平均供用年数より短い。そこで、詳細に点検結果を調べたところ、支間部の A ランク 26 径間のうち、12 径間が供用後 7 年後の点検において A ランクと判定された耐候性橋梁であり、全体の損傷数量が 26 径間と少ないこともあり、その単純平均としては損傷発生までの平均供用年数が短くなっていた。写真-2.7 に耐候性橋梁の損傷の一例を示す。この橋梁では、桁端部から漏水した水が下フランジ上を支間中央方向に流れたために、支間部の下フランジの上面が減肉したもので、20mm 厚の下フランジが最大で 3.7mm 減肉していた。
- ・ 支間部において、供用後 9 年後の点検において 174 径間が C ランクと判定されているが、これは主に写真-2.12 に示すような塗装の層間はく離が原因であった。

表-2.12 損傷ランク毎の損傷径間数と損傷発生までの平均供用年数

判定 ランク	支間部		桁端部	
	損傷径間数	損傷発生までの 平均供用年数	損傷径間数	損傷発生までの 平均供用年数
A ランク	26 径間	13.4 年	83 径間	19.8 年
B ランク	115 径間	15.6 年	397 径間	20.0 年
C ランク	1,125 径間	12.7 年	1,027 径間	16.1 年



写真-2.11 耐候性橋梁の損傷



写真-2.12 塗装の層間はく離

最後に、最新の点検結果において、さび・腐食で A ランクと判定された箇所について、前回点検時の判定ランクと比較し、損傷の進行度合について調査した結果を図-2.10 に示す。これより、以下のことが分かる。

- ・ 支間部においては、A ランクに進行するのは、OK ランクからが最多であり、次いで C ランク、B ランクの順となっている。したがって、さび・腐食は徐々に進行するだけでなく、

急激に進行する箇所が相当数あることがわかる。

- ・桁端部においては、OK ランクからの進行が最多であるのは支間部と同じであるが、次いで B ランクからであり、その数量は OK ランクからの値にほぼ近い。また、B ランクから A ランクに進行するものは、供用年度が古いものが多い。
- ・1989 年（平成元年）～1993 年（平成 5 年）に供用した橋梁の支間部の A ランク損傷 105 径間のうち、C ランクから A ランクへの進行したものが 100 径間存在した。これは湾岸線の塗装が寿命を迎え、近い将来に塗り替えを行う時期にきていることが考えられる。

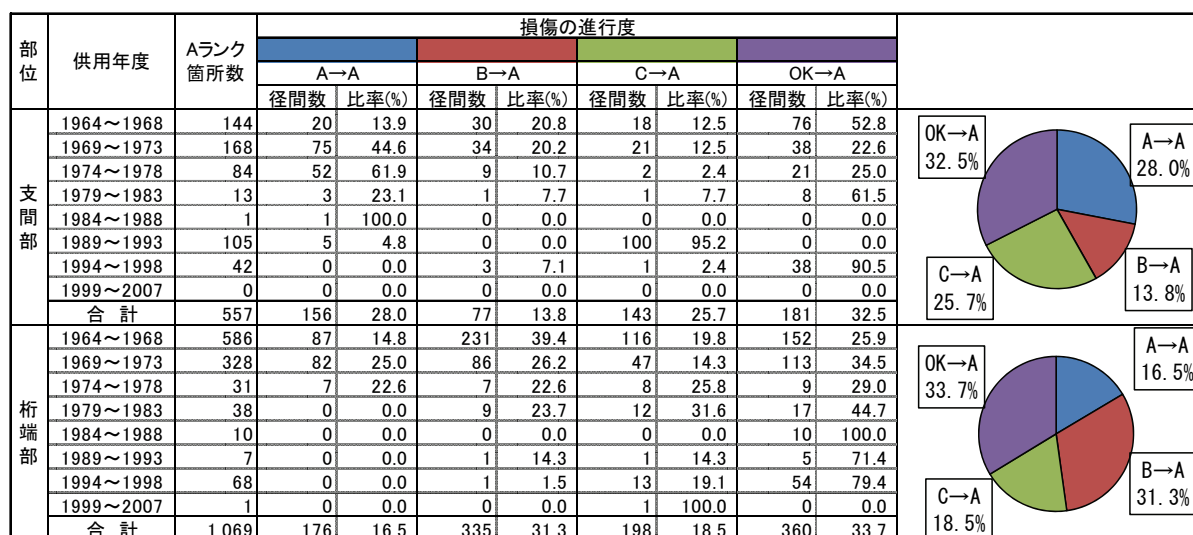


図-2.10 さび・腐食の進行度合い

2.4.4 疲労損傷の事例

(1) 疲労損傷に対する維持管理

鉄道橋においては古くから疲労設計が取り入れられていたが、道路橋においては、活荷重により発生する応力が比較的小さいことから、従来は、活荷重による疲労の影響を考慮しなくて良いとされてきた。しかし、荷重の大型化や大型車交通量の増加により、まれに主桁においても疲労に起因すると考えられる損傷が全国的に報告されるようになってきた。また近年、建設時のコストだけでなく、将来の維持管理を含めたライフサイクルコストの縮減が必須課題とされており、新設時に耐久性の高い構造を採用することが求められている。そのため、2002 年（平成 14 年）に改訂された道路橋示方書・同解説²⁻¹⁶⁾より、道路橋においても疲労設計が規定された。

阪神高速道路における鋼橋の疲労損傷は、1980 年（昭和 55 年）頃から顕在化し始めた。その後、疲労損傷の発生部位としては、主桁と中間横桁・対傾構取合部、桁端ガセット部、桁端切り欠き部、中間横桁下フランジと主桁ウェブ取合部、ソールプレート部、鋼床版、鋼製橋脚隅角部、道路標識柱基部と数多く発生している。これらに対し、阪神高速道路公団（当時）では、これらの損傷に対し、損傷要因の調査や補修方法の検討を行い、補修工事を実施するとともに、各種委員会を設けて、損傷要因の調査や補修方法の検討にあたって技術的検討を行うとともに、必要に応じて実橋での応力測定や室内模型実験、解析などを行い、多くのデータを蓄

積し、それらを取りまとめられている²⁻⁹⁾。

疲労損傷の維持管理については、上述のように、2002年（平成14年）以前に建設した橋梁は、疲労設計を行っていない場合が多いことから、今後とも疲労損傷が発生する可能性もあり、それらに対して適切に補修・補強を行う必要がある。

(2) 疲労損傷の発生状況

阪神高速道路の疲労損傷は、上述のように、様々な部位において発生しているが、順次それらの補修を行っている。近年の主たる疲労損傷は、鋼床版の疲労損傷である。そこで、ここでは、鋼床版の疲労損傷の発生状況について述べる。阪神高速道路において発生している、代表的な鋼床版の疲労損傷状況を、写真-2.13～写真-2.18に示す。写真-2.13は、鋼床版デッキプレートとUリブ溶接部の溶接ルート部を起点としてき裂が生じ、デッキプレートへ進展してデッキ上面に貫通したデッキプレート貫通き裂である。写真-2.14は、同様にルート部からき裂が発生し、溶接ビードに進展してビード表面に貫通したビード貫通き裂であり、その後き裂はUリブ母材へと進行している。写真-2.15は、Uリブ突き合わせ溶接部の不溶着部を起点として発生した疲労き裂であり、写真-2.16は、主桁ウェブの垂直補剛材上端と鋼床版デッキプレート下面の溶接部に発生した疲労き裂である。写真-2.17は、Uリブと横リブの交差部の溶接部に発生した疲労き裂であり、Uリブ側の溶接止端部からUリブ母材へ進展するものと、横リブ側の溶接止端部から横リブ母材へ進展するものがある。写真-2.18は、バルブリブと横リブの交差部の溶接部に発生した疲労き裂である。

次に、阪神高速道路の鋼床版に発生している損傷タイプと損傷タイプ毎の損傷数量を、縦リブ形式毎に集計した結果を図-2.11と表-2.13に示す²⁻⁹⁾。これより、Uリブ鋼床版の損傷発生率は18.6%と、バルブリブ鋼床版の損傷発生率5.6%の約3.3倍となっている。また、バルブリブ鋼床版では、横リブ交差部以外には損傷が発生していないことも特徴的である。

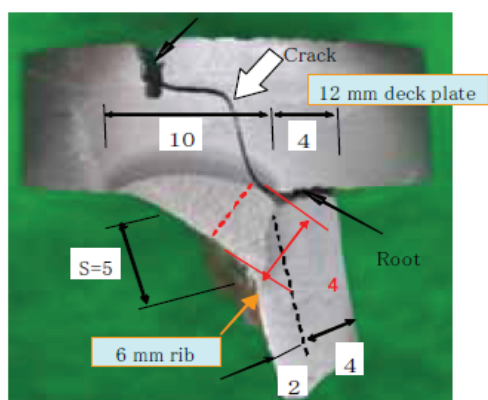


写真-2.13 デッキプレート貫通き裂



写真-2.14 ビード貫通き裂

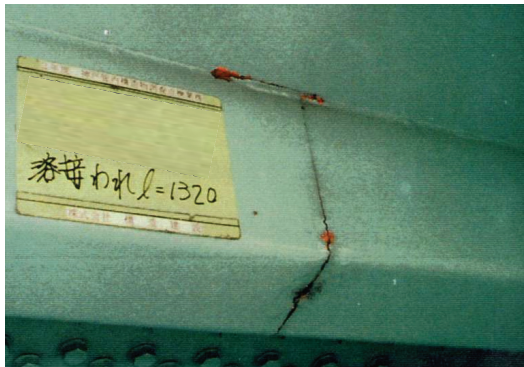


写真-2.15 Uリブ突き合わせ溶接部のき裂



写真-2.16 垂直補剛材上端部のき裂



写真-2.17 Uリブと横リブ交差部のき裂

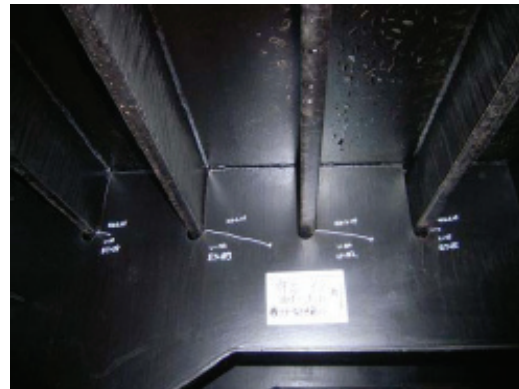
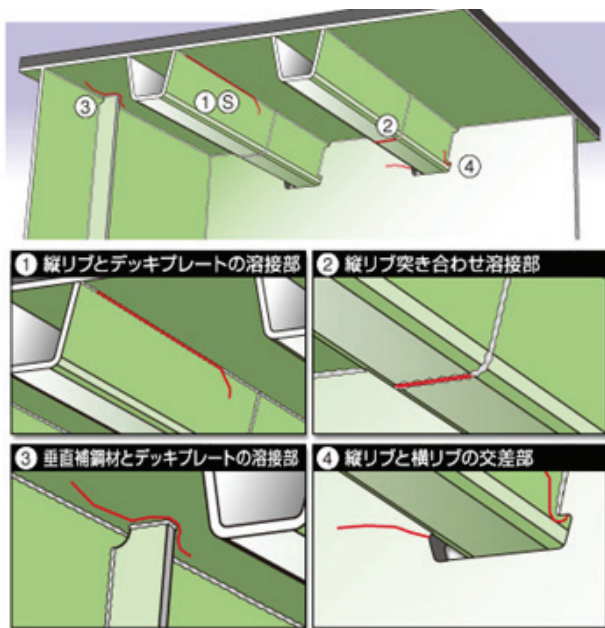
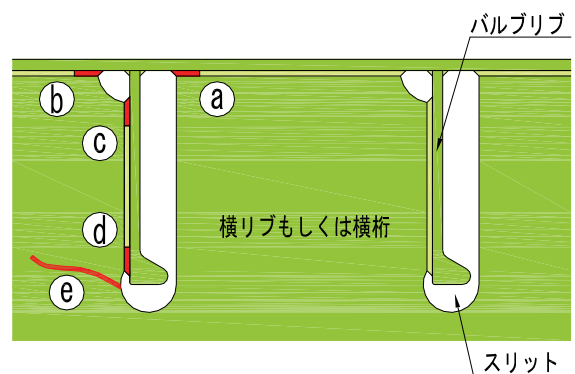


写真-2.18 バルブリブと横リブ交差部のき裂



(a) Uリブ鋼床版



(b) バルブリブ鋼床版

図-2.11 鋼床版の損傷パターン

表-2.13 損傷数と発生率（2009 年（平成 21 年）3 月末時点）

	損傷タイプ	縦リブ形式		合計
		Uリブ	バルブリブ	
		径間数	径間数	径間数
@	縦リブとデッキプレートの溶接部デッキ貫通き裂	1	0	1
①	縦リブとデッキプレートの溶接部ビート貫通き裂	26	0	26
②	縦リブ突合せ溶接部	19	0	19
③	垂直補剛材とデッキプレート溶接部	45	0	45
④	縦リブと横リブ交差部	31	37	68
⑤	その他	5	3	8
合計		127	40	167
設備数量		683	717	1400
設備数量に対する損傷割合		18.6%	5.6%	11.9%

2.5 阪神高速道路における鋼構造物の補修事例

阪神高速道路の鋼構造物に生じている主な劣化要因としては、腐食・減肉、塗膜の劣化、疲労、座屈・変形、高力ボルトの遅れ破壊などであるが、ここでは、その中で、損傷数量が多く、近年の代表的な損傷である、腐食損傷と疲労損傷について、その補修事例を示す。

2.5.1 腐食損傷に対する補修事例

阪神高速道路においては、鋼構造物の腐食損傷に対する補修としては、部材の減肉の有無に応じて以下のとおり補修を行っている。

(1) 部材に減肉がない場合

部材に減肉がない場合は、さび・腐食を除去し、塗装を塗り替えている。現在の塗り替え方法としては、2.4.3において前述したように、表-2.11のとおり1種ケレン（ブラスト処理）を行い、防食下地として有機ジンクリッチペイントを用いる重防食塗装を行うことを原則としている。塗装の損傷状況の例とブラスト処理の状況を写真-2.19に示す。なお、部分的なさび・腐食の補修や、近隣に住居等が近接し、ブラスト処理ができない場合は、動力工具による2種ケレンにより、さび・腐食を除去することもある。



写真-2.19 塗装の損傷状況の例とブラスト処理の状況

(2) 部材に軽微な減肉がある場合

部材に軽微な減肉がある場合は、応力度を照査し、あて板等の部材追加が必要ない場合は、減肉量と損傷箇所に応じて、あて板補修を行わずに塗装を塗り替えている。また、構造安全上、比較的影響の小さい部位に生じている腐食(断面減少)や断面減少量が小さい腐食に対しては、図-2.12 のように、表面保護フィルム(紫外線硬化型 FRP シート等)を貼付する場合もある。

鋼製高欄内部に対する防食方法として塗装は確実に施工できないことから、杉岡²⁻¹⁷⁾が各種工法を比較検討した結果、亜鉛粉末入り充填防食材を鋼製高欄底部に充填する方法が、高い防食効果を発揮したと報告されている。この工法は、鋼製高欄内部に亜鉛粉末入り充填防食剤(亜鉛粉末と多孔質パーライト(非結晶シリカ)を混合した防食材であり、「ジンクパール」という。)を注入する工法であり、理論上は半永久的に効果が持続するという特長を持つ。施工概略図と注入状況を図-2.13 に示す。

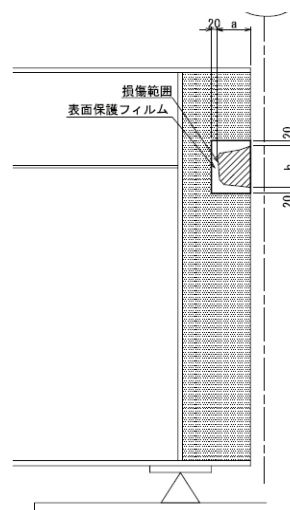


図-2.12 表面保護フィルムの貼付



図-2.13 電気防食工法(亜鉛粉末入り充填防食材)

(3) 部材に減肉がある場合

①あて板補修

部材に減肉がある場合は、減肉量、損傷範囲、損傷部位等に応じて、様々な補修方法があるが、最も一般的な方法は、鋼部材を用いてあて板補修を行い、その後に塗装を塗り替える方法である。あて板補修の一例として、桁端部の腐食損傷に対する補修図を図-2.14 に示す。本補修方法では、あて板は支点上補剛材とウェブに高力ボルトを用いて接合している。あて板部材は、L 形鋼もしくは溶接構造用圧延鋼材を用いたビルドアップ部材とし、その板厚は減肉した部材の健全時の板厚と同厚を基本としている。補修設計にあたっては、支点部は道路橋示方書・同解説²⁻¹⁾ の柱の有効断面積を考慮し、既設部材とあて板部材が均等に鉛直荷重を受けもつ（鉛直方向の応力が同じ）ものとし、高力ボルト摩擦接合継手の耐力が、あて板部材が受け持つ鉛直荷重相当分以上となるように、必要ボルト本数を算出し、鉛直方向の補修高さを決定している。一方、あて板部材の桁端側の補修範囲は桁端までとしている。なお、腐食減肉部には不陸調整用のエポキシ樹脂系接着剤を使用し、その箇所に配置した高力ボルトは設計上無効としている。また、すみ肉溶接部を避けるために、フィラープレート进行設けている。高力ボルトは既設橋梁のボルト径にあわせることとして、一般的には M22 を使用し、ボルトの孔径は既設部材、あて板部材ともに 26.5mm としている。また、同図では、下フランジ上面に鋼板を配置し、現場にて鋼板と下フランジをシール溶接することとしているが、下フランジに不陸のある減肉がある場合、シール溶接を完璧に施すことは困難であり、図-2.15 のように、下フランジ部分には、鋼板を配置しない場合もある。

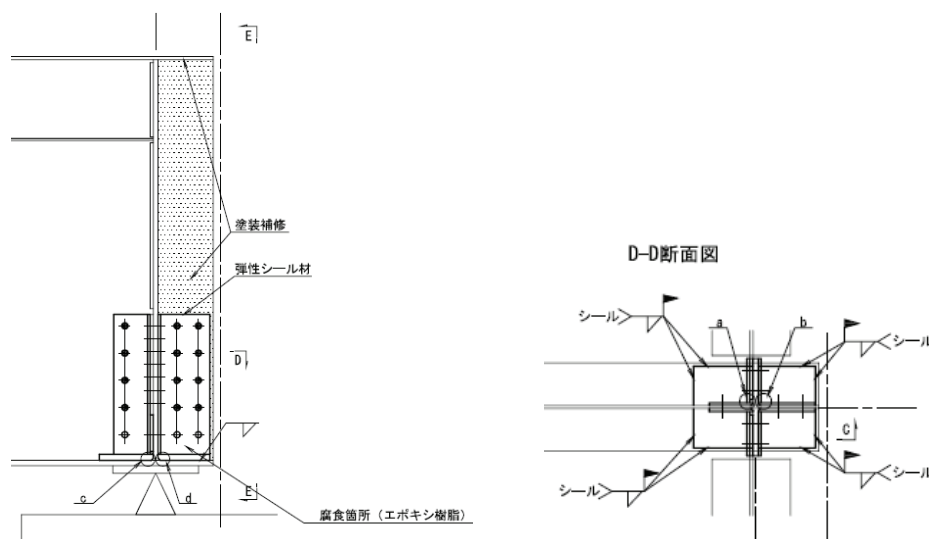


図-2.14 あて板補修の一例

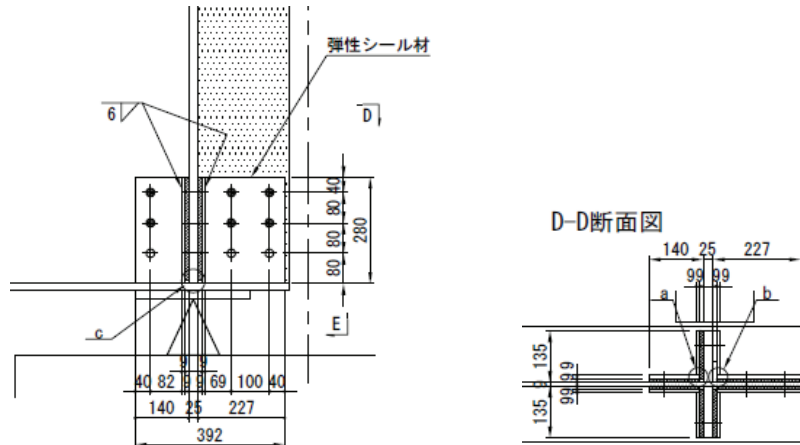


図-2.15 あて板補修の一例（下フランジに鋼板を設置しない場合）

②切断復旧補修

構造安全上、比較的影響の小さい部位に生じている孔食等で、減肉量が大きい腐食に対しては、既設の鋼部材を切断・撤去し、新規鋼部材を現場溶接で取り付ける切断復旧補修を行う。切断復旧補修の一例を図-2.16 に示す。

また、切断復旧補修の事例として、以下の事例がある。兵庫県南部地震以降に、被災した構造物の復旧並びに既設橋梁に対する耐震補強を行う場合は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）²⁻¹⁸⁾に基づき、落橋防止構造は衝撃的に作用する力を吸収できる構造とすることとなり、PC ケーブルやゴム被覆チェーン²⁻¹⁹⁾などを取り付ける必要が生じた。そこで、新たな落橋防止構造を取り付けるために支障となる既設の耐震連結装置（写真-2.20）を撤去する際、切断復旧補修が用いられた。既設部材切断後に新規鋼部材を溶接により取り付けた状況と、落橋防止構造の設置完了状況を写真-2.21 に示す。

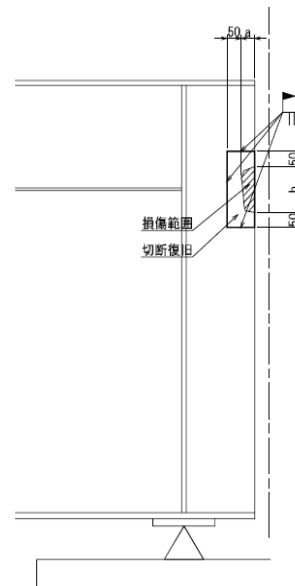
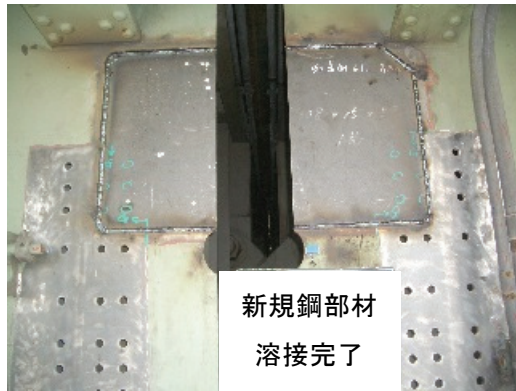


図-2.16 切断復旧補修の一例



写真-2.20 既設の耐震連結装置



(a) 既設部材切断後に新規鋼部材取り付け



(b) 落橋防止構造設置完了

写真-2.21 既設部材の切断復旧補修の例

③ バイパス部材補強

バイパス部材補強は、支間中央部の腐食損傷に対して、一時的に応力を受け持つ仮設部材を腐食部分をまたいで取り付けした後、腐食部分を撤去し、新たに製作した部材を取り付ける工法である²⁻²⁰⁾。本工法の施工手順を図-2.17に示す。また、工事に先立って、本工法の有効性を確認するための静的載荷試験と、施工条件を検討するための動的載荷試験が模型桁を用いて行われている。静的載荷試験の結果、仮設部材（バイパス部材）は既設部材撤去時には応力部材の機能を果たし、工事完了後にはほぼ無応力となることが確認されている。

④ 補強添接板工法

補強添接板工法は、添接板の腐食損傷に対して、既設添接板の腐食部分を除去した上で、既設添接板をそのまま存置し、その上に短冊状の鋼板を重ね合わせ、腐食による減肉分を補う工法である²⁻²¹⁾。補強添接板工法の概要を図-2.18に、設計フローを図-2.19に、施工前後の写真を写真-2.22にそれぞれ示す。なお、接触面における部分的な隙間は腐食さびを防止する上で好ましくないと考えられたことから、既設添接板と重ね板との間にはエポキシ樹脂接着剤を塗布し、隙間の充填が行なわれているが、エポキシ樹脂接着剤の接着力は設計上考慮していない。

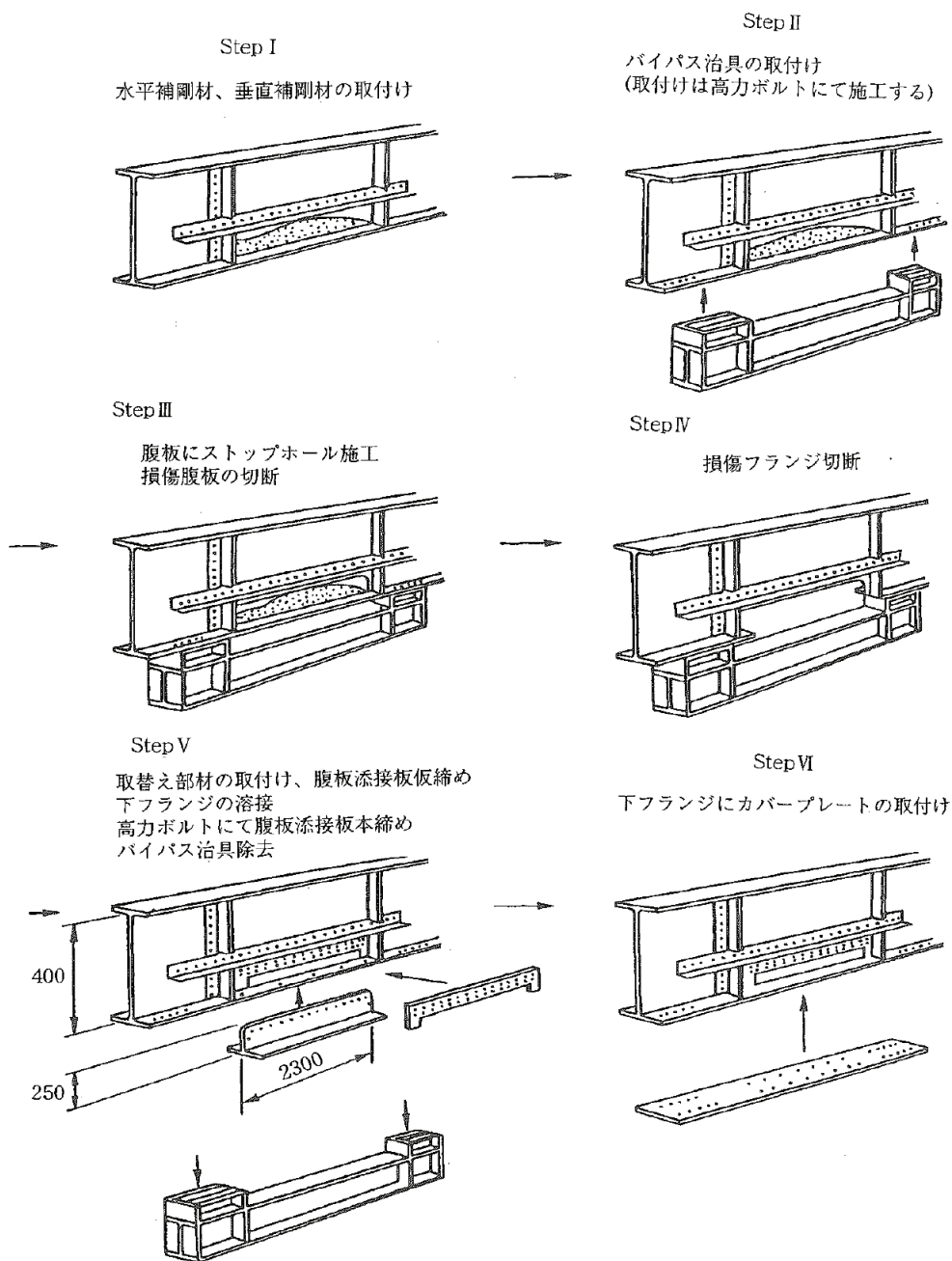


図-2.17 バイパス部材補強の補修手順²⁻²⁰⁾

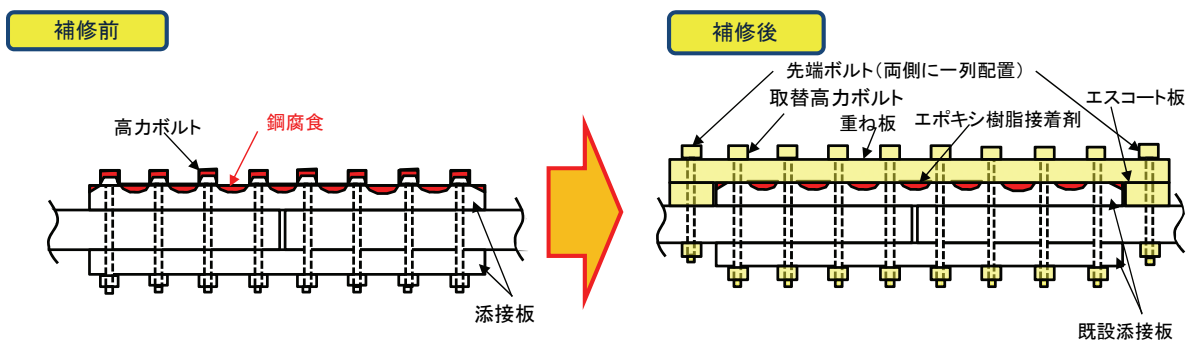


図-2.18 補強添接板工法

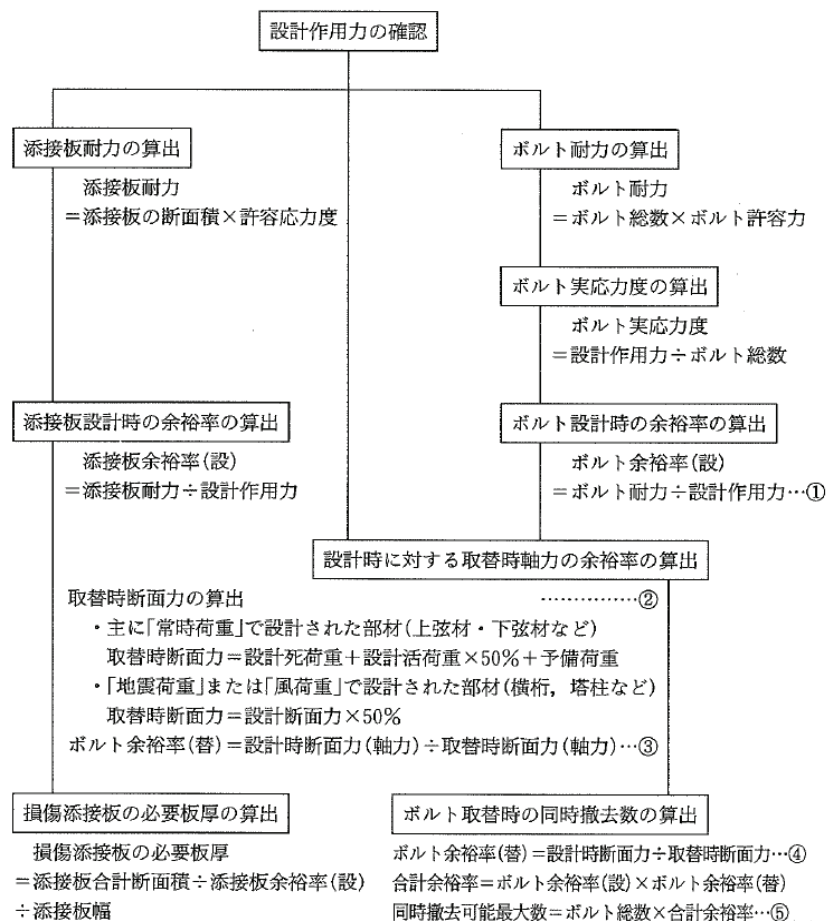


図-2.19 補強添接板工法の設計フロー²⁻²¹⁾

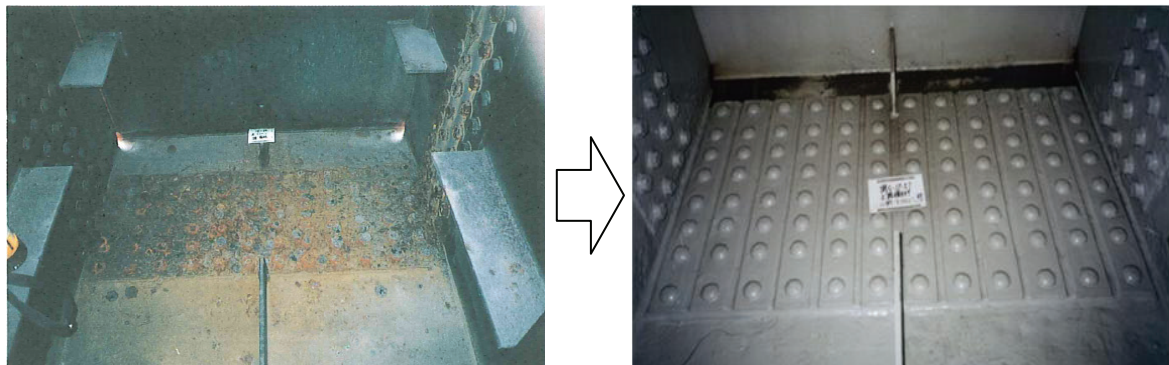


写真-2.22 補強添接板工法の施工前後の写真²⁻²¹⁾

(4) 腐食の要因除去

漏水対策などの腐食の要因除去として、以下のとおり補修を行っている。

①伸縮継手補修工または伸縮継手止水工

桁端部における伸縮継手や床版端部からの漏水を防止することを目的に、伸縮継手補修工または伸縮継手止水工を行っている。阪神高速道路の伸縮継手は、一般的に非排水構造としており、路面の雨水は路肩等に配置した排水柵や伸縮継手部から路下の集水枡まで排水管を経由して導水しているが、伸縮継手部の止水構造の損傷により漏水が発生することが多い。その補修

にあたっては、止水ゴムの再設置やシール材の再充填などにより、損傷している箇所の補修を行うのが基本であるが、道路下面から新たに止水材を設置する場合や、伸縮継手の種類によっては止水部分の補修ができず、伸縮継手そのものを取り替える場合もある。

②検査路用マンホールの改良

鋼製橋脚の梁天端や側面、およびトラス弦材に設置された検査路用マンホールからの漏水を防止するために、マンホールそのものを改良する場合や、マンホールの全周に止水ゴムを設置する場合がある。マンホールの改良（止水ゴムの設置）状況を写真-2.23 に示す。なお、止水ゴムは経年劣化する可能性があるため、点検の際には、劣化により漏水していないか注意することとしている。



写真-2.23 止水ゴムの設置例

③継手部やスカーラップ部のシール充填

継手部やトラス弦材等のスカーラップ部からの漏水を防止するために、シール充填している。

④箱桁内面の水切り板と水抜き孔の設置

箱桁内面の添接部付近等における滞水を防止するために、箱桁下フランジに水切り板と水抜き孔を設置している。設置状況の例を写真-2.24 に示す。

⑤巻き立て鋼板の上部に水切り設置

写真-2.9 に示した鋼板巻き立て橋脚の上部に見られるさび・腐食を防止するために、橋脚梁の下端に水切りを設置している。水切りの設置状況の例を写真-2.25 に示す。

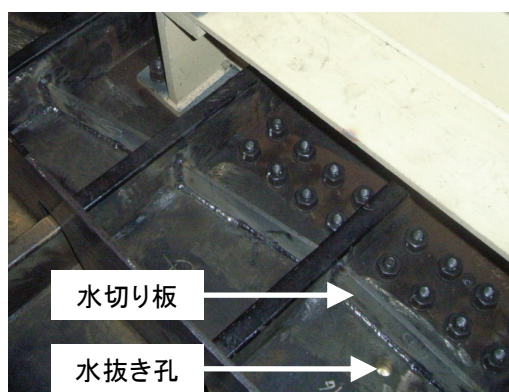


写真-2.24 箱桁内面の水切り板と水抜き孔の設置状況例



写真-2.25 橋脚梁下端の水切りの設置状況例

2.5.2 疲労損傷に対する補修事例

阪神高速道路の近年の主たる疲労損傷は、鋼床版の疲労損傷であるので、ここでは、鋼床版の疲労損傷に対する補修事例について述べる。

(1) 上面对策工

上面对策工は、図-2.20 に示すように、橋面舗装の基層をアスファルト系舗装から剛性の高い SFRC（鋼繊維補強コンクリート）舗装などのコンクリート系の舗装にかえて、鋼床版と合成させることで、鋼床版のデッキプレートとＵリブとの橋軸方向溶接部に発生する応力を軽減させ、疲労耐久性を向上させる恒久的な寿命を期待した工法²⁻²²⁾である。

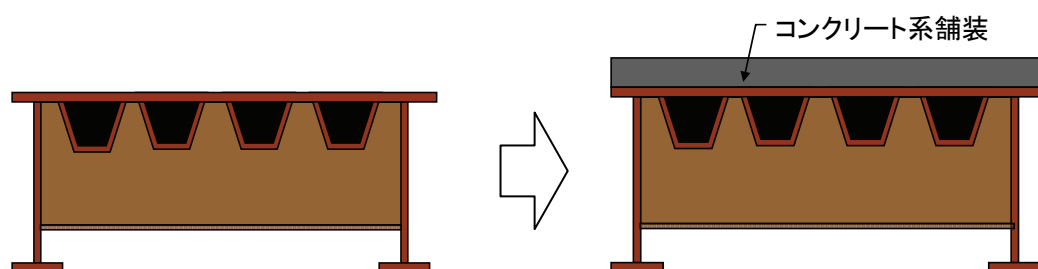


図-2.20 上面对策工のイメージ図

(2) ビード貫通き裂に対するＵリブ取替

ビード貫通き裂に対する補修方法の一つとして、損傷したＵリブを切断・撤去し、新たに製作したＵリブを設置する方法がある。本補修方法では、新たに製作したＵリブと既設部材とは、高力ボルトで接合する。取り替え後の状況を写真-2.23 に示す。



写真-2.23 Ｕリブ取り替え状況

(3) デッキ貫通き裂に対する添接板補修

デッキ貫通き裂に対する補修方法の一つとして、添接板補修がある。本補修方法は、写真-2.24 に示すように、デッキ貫通き裂が生じた箇所のＵリブと鋼床版を切断・撤去し、バルブプレートがついた添接板を鋼床版上面から設置する。その際、既設の鋼床版と添接板の間には不陸調整のための接着剤を塗布した後、高力ボルトを用いて接合する。



(a) 既設部材撤去



(b) パルププレート付き添接板



(c) 接着剤塗布の後、添接板設置



(d) 鋼床版下面の状況

写真-2.24 デッキ貫通き裂に対する添接板補修

(4) 下面対策工

下面対策工は、デッキプレートとUリブとの橋軸方向溶接部の補強として、デッキプレート下面からのみで行う補強方法で、Uリブ内へ軽量モルタルの充填とUリブ間へ逆U字型鋼板の添接を併用した工法^{2-23), 2-24)}である。下面対策工の概要図を図-2.21に示す。なお、本補修方法は、実験的には補修効果を確認しているものの、実橋での実績はない。

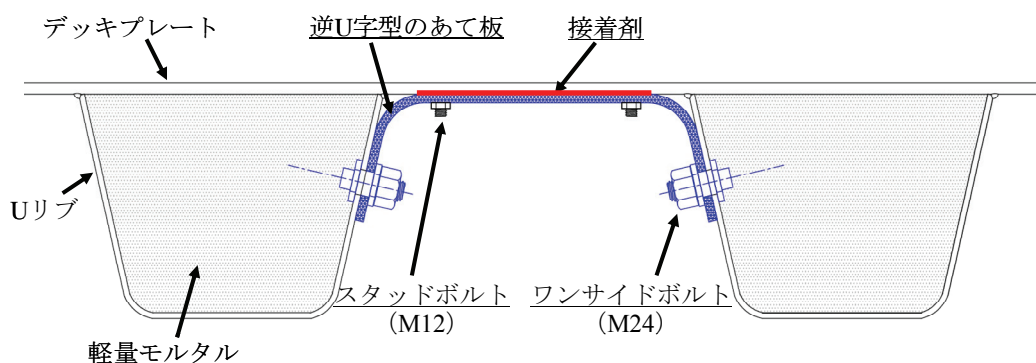


図-2.21 下面対策工の概要図²⁻²³⁾

(5) Uリブ突き合わせ溶接部のあて板補修

Uリブ突き合わせ溶接部の疲労き裂に対しては、高力ボルトにより添接板を取り付けて行う。

Ｕリブウェブ面にき裂がある場合の添接板補修例を図-2.22 に示す。

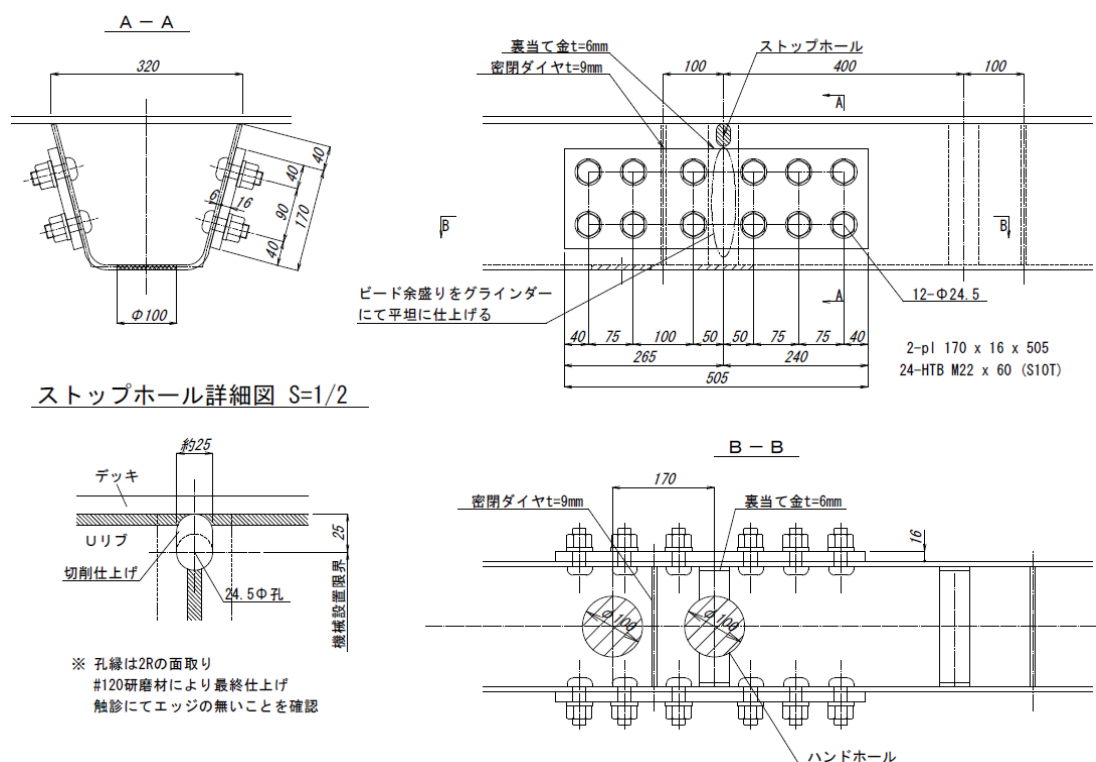


図-2.22 Uリブ突き合わせ溶接継手部の補修例

(6) 垂直補剛材上端部の対策

垂直補剛材上端部の疲労き裂に対しては、デッキプレートと垂直補剛材の間の溶接端部の応力集中の緩和を図るために、図-2.23、写真-2.25 に示すデッキプレート下面の垂直補剛材の上方に半円状の切欠きを設ける工法を用いる²⁻²⁵⁾。

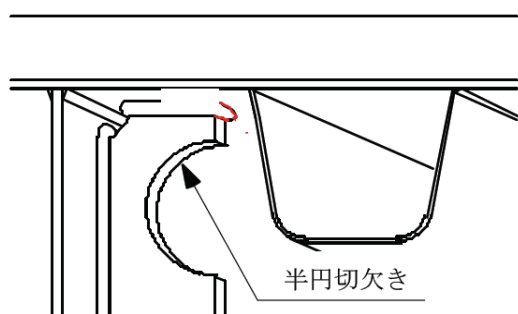


図-2.23 半円切欠き工法

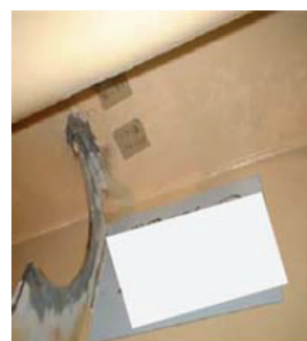


写真-2.25 半円切欠き状況

(7) 横リブ交差部のあて板補修

横リブ交差部の疲労き裂に対しては、Ｕリブもしくはバルブリブと横リブウェブを、Ｌ型鋼等を用いてあて板補修する。バルブリブと横リブ交差部のあて板補修の例を写真-2.26 に示す。



写真-2.26 パルブリブと横リブ交差部のあて板補修状況

(8) 溶接補修

溶接補修は、鋼床版におけるデッキプレートとUリブとの橋軸方向の溶接部に発生した疲労損傷に対して、現状機能の回復（断面復旧）を目的として、供用下において溶接補修を行うものである。なお、既設部材への現場溶接は、以下の理由により、原則として行わないことが望ましいが、やむを得ず採用する場合は十分な検討が必要である。

- ①狭い作業スペースで溶接姿勢が限定され取り付け精度が低下し欠陥が生じやすい。
- ②供用下での溶接作業となるため振動や風の影響を受けやすい。
- ③温度管理を適切に行わないと初期不良（低温割れ、高温割れ）を生じる可能性がある。
- ④古い鋼材は溶接性に劣る場合が多い。
- ⑤再溶接による残留応力、ひずみの増加、新たな溶接欠陥の発生など疲労強度の低下要因を残す可能性がある。

2.6 まとめ

本章では、都市高速道路の一例である阪神高速道路における維持管理の概要および点検実施状況を概説するとともに、阪神高速道路の点検結果を用いてマクロ分析を行い、鋼桁に生じている損傷発生状況を定量的に把握した。また、損傷した鋼桁に対する補修事例を示した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 阪神高速道路の鋼桁の定期点検結果によると、補修対応が必要な鋼桁は約 17.2%であり、その数は 1,100 径間を超える。また、全く損傷が発生していない鋼桁は約 19.2%であり、残りの 80.8%の鋼桁には何らかの損傷を有している。
- (2) 鋼桁の損傷の発生傾向は、供用年が古くなるにつれて、損傷数が多く、損傷レベルも大きくなる。また、供用年順に 4 段階に分かれる。
- (3) 2011 年（平成 23 年）度末の損傷件数は、2005 年（平成 17 年）度末の損傷件数の 3 倍以上であり、近年損傷件数が増加傾向にある。また、最も多い損傷が桁端部のさび・腐食である。
- (4) 桁種別毎の損傷発生状況を比較すると、支間部では、RC 床版桁ではさび・腐食の損傷が

最も多く、鋼床版桁ではき裂損傷が多い。一方、桁端部では、桁種別に関わらずさび・腐食の損傷が非常に多い。

- (5) 桁端部の腐食損傷の中で最も著しい損傷事例としては、桁端側のウェブ下端が貫通（欠損）し、支点上補剛材下端が健全時の板厚の約半分まで減肉している事例であった。
- (6) さび・腐食による A ランク以上の損傷発生率は、桁端部は支間部の約 2.8 倍、B ランクでは約 2.1 倍と、桁端部は支間部よりさび・腐食の損傷が多い。また、桁端部におけるさび・腐食による損傷発生率は、供用年数が 35 年を超えると、供用年数に比例的に増加する。
- (7) 損傷発生までの平均供用年数を算出すると、桁端部の方が支間部より長くなった。これは、支間部は損傷径間数が少なく、比較的早期に損傷するものが原因であった。
- (8) さび・腐食で A ランクと判定された箇所について、前回点検時の判定ランクと比較すると、支間部、桁端部とも OK ランクから A ランクに移行したものが最多であり、さび・腐食損傷は、急激に進行する箇所が相当数ある。

〔第 2 章の参考文献〕

- 2-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，丸善，2012.3.
- 2-2) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，解説，丸善，1964.6.
- 2-3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，丸善，1973.2.
- 2-4) 減価償却資産の耐用年数等に関する省令，昭和 40 年 3 月 31 日大蔵省令第 15 号，1965.3.
- 2-5) 中林正司，西岡敬治，小林潔司：阪神高速道路の維持管理の現状と課題，土木学会論文集 F，Vol.63，No.4，pp.494-505，土木学会，2007.12.
- 2-6) 阪神高速道路株式会社：道路構造物の点検要領 共通編，土木構造物編，2011.12.
- 2-7) 阪神高速道路株式会社：道路構造物の点検要領 共通編，土木構造物編，2005.10.
- 2-8) 杉本義博，足立幸郎，坂根英樹：進行性と冗長性を考慮した新点検判定に向けた点検手法の改善，第 66 回年次学術講演会講演概要集，I -550，pp.1099-1100，土木学会，2011.9.
- 2-9) 阪神高速道路株式会社，財団法人阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路における鋼橋の疲労対策【三訂版】，2012.3.
- 2-10) 前川順道，中村一平，西岡敬治，石崎嘉明，金本功：阪神高速道路の鋼構造物における最近の損傷事例，鋼構造論文集，第 4 巻，第 15 号，pp.29-44，日本鋼構造協会，1997.9.
- 2-11) 阪神高速道路公団：道路構造物の補修要領，第 3 部舗装・伸縮継手・塗装，第 3 編塗装補修要領，2005.4.
- 2-12) 阪神高速道路株式会社：道路構造物の補修要領，第 3 部舗装・伸縮継手・塗装，第 3 編塗装補修要領，2007.9.
- 2-13) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，丸善，2005.12.
- 2-14) 丹波寛夫，閑上直浩，山田卓司：塗装塗替における素地調整および塗装仕様に関する検討，第 64 回年次学術講演会講演概要集，V -170，pp.337-338，土木学会，2009.9.
- 2-15) 加賀山泰一，丹波寛夫，黒崎剛史，柴田洋：阪神高速道路における保全情報管理システムの構築－維持管理データベースの分析－，橋梁と基礎，Vol.35，No.12，pp.24-30，建

- 設図書，2001.12.
- 2-16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ鋼橋編，丸善，2002.3.
- 2-17) 杉岡弘一：鋼製高欄防食工法の検討，第 60 回年次学術講演会講演概要集，VI-190，pp.379-380，土木学会，2005.9.
- 2-18) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995.6.
- 2-19) 潤田久也，西岡敬治，金治英貞，宇野裕恵：緩衝性のある落橋防止装置，土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部(B)，pp.616-617，1996.9.
- 2-20) 阪神高速道路公団監修，都市高速道路研究会・財団法人阪神高速道路管理技術センター編著：都市高速道路における道路橋の点検・補修マニュアル，理工図書，2004.5.
- 2-21) 横山健司，松本茂，田畑晶子：トラス橋の腐食による継手部の補修方法と確認実験，阪神高速道路公団技報，第 16 号，pp.118-128，1999.1.
- 2-22) 児玉孝喜，後藤和満，加形護，近藤充志：供用下における SFRC による鋼床版の疲労対策，橋梁と基礎，Vol.40，No.11，pp.30-38，建設図書，2006.11.
- 2-23) 高田佳彦，坂野昌弘：交通規制を必要としない既設鋼床版の疲労損傷対策に関する検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.1，pp.13-26，土木学会，2011.
- 2-24) 丹波寛夫，木村聡，山口隆司，杉山裕樹，田畑晶子，高田佳彦：既設鋼床版に対する下面補強工法である鋼板補強モルタル充填併用工法の構造合理化の検討，構造工学論文集，Vol.59A，pp.767-780，2013.3.
- 2-25) 高田佳彦，川上順子，坂野昌弘，酒井優二：半円切欠きを用いた既設鋼床版橋主桁垂直補剛材上端溶接部の疲労対策，鋼構造論文集，第 16 巻，第 62 号，pp.35-46，日本鋼構造協会，2009.6.

第3章 接合面処理の違いがすべり挙動に及ぼす影響に関する検討

3.1 はじめに

鋼橋の補修・補強工事において、落橋防止装置のブラケット取り付け、腐食した腹板や下フランジにあて板等の鋼部材を追加する場合、その接合には高力ボルト摩擦接合が用いられることが多い。高力ボルト摩擦接合継手に用いるすべり係数については、道路橋示方書・同解説³⁻¹⁾では、黒皮を除去した粗面では 0.4、ある条件を満足する厚膜型無機ジンクリッチペイント面では 0.45 とされている。また、森ら³⁻²⁾により、表面粗さ毎に粗面のすべり係数が提案されるとともに、赤錆面、無機ジンクリッチペイント面のすべり係数も提案されている。

鋼橋の補修・補強工事の現場では、新たに設置する鋼部材と既設部材との接合面については、製作工場から現場への運搬期間における防錆対策等を考慮して、新設部材の接合面は無機ジンクリッチペイント面とすることが多い。その一方で、既設の鋼部材側の接合面の処理については、狭隘な施工空間での素地調整となることや、近隣住居などへの騒音等の問題から、都市内ではブラスト処理が困難な場合が多い。そのような場合、動力工具を用いた 2 種ケレン程度の素地調整としている³⁻³⁾が、2 種ケレン面に対しては、無機ジンクリッチペイントを適用するのは難しい³⁻⁴⁾。

そこで、このような現場条件を想定し、新設部材は無機ジンクリッチペイント面とし、既設部材側の接合面の素地調整や塗装仕様の種類を変えたすべり耐力試験を行った³⁻⁵⁾。その結果、無機ジンクリッチペイント面とそれに接する粗面とから構成される高力ボルト摩擦接合継手（以下、異種接合面継手）のすべり係数は、粗面側の表面粗さとして十点平均粗さ R_{zJIS} が $80\mu\text{m}$ 以下の範囲において、 R_{zJIS} が大きくなるにつれてすべり係数が大きくなり、粗面側の表面粗さは、すべり係数に影響を与える重要なパラメータであることを示した。しかし、素地調整における施工のばらつき、さらに、異種接合面継手の無機ジンクリッチペイントの膜厚が、すべり係数に与える影響は明らかにはなっていない。

そこで、補修・補強工事において、既設部材側にブラスト処理が困難な場合を想定して、無機ジンクリッチペイント面と 2 種ケレン面といった異なる接合面を有する高力ボルト摩擦接合継手試験体を用いてすべり耐力試験を実施し、無機ジンクリッチペイントの膜厚と 2 種ケレン面の表面粗さがすべり係数に与える影響を明らかにするとともに、2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンクリッチペイント面を接合面とする高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数を提案することを目的とする。

3.2 試験体の設計・製作

3.2.1 試験体形状と寸法

試験体形状および寸法を図-3.1 に示す。試験体の母板には 28mm 厚、連結板には

16mm 厚の一般構造用圧延鋼材 SS400 を使い、高力ボルトには M22 (F10T) を使用した。試験体寸法は、高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案)³⁻⁶⁾に示される標準試験片を採用し、すべり係数を 0.4 として、式(3.1)により算出されるすべり／降伏耐力比 β を 0.66 に設定した。本試験に使用した鋼材の材料試験結果と使用した高力ボルトを表-3.1、表-3.2 にそれぞれ示す。

$$\beta = \frac{\mu \cdot m \cdot n \cdot N}{(W - d) \cdot t_1 \cdot \sigma_y} \quad (3.1)$$

ここで、 μ : すべり係数
 n : ボルト本数
 W : 板幅(mm)
 t_1 : 母板厚(mm)
 m : 接合面数
 N : 設計ボルト軸力(205kN)
 d : 孔径(mm)
 σ_y : 鋼材の降伏点(N/mm²)

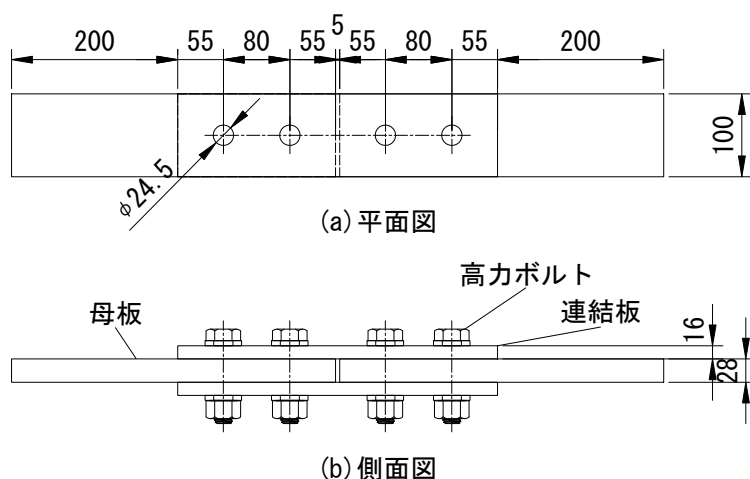


図-3.1 試験体形状 (単位 : mm)

表-3.1 使用鋼材および材料試験結果 (平均値)

種別	材質	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
母板	SS400	28	287.0	463.9	2.10×10^5	0.305
連結板	SS400	16	265.0	443.1	2.12×10^5	0.299

表-3.2 使用ボルト

ボルトの種別	ボルトの 等級	ネジの 呼び	首下長さ (mm)	有効 断面積 (mm ²)
高力六角ボルト	F10T	M22	100	303

3.2.2 試験体の種類

試験体の種類を表-3.3 に示す。母板の接合面処理は、既設部材を現場で加工することを想定して、動力工具を用いた 2 種ケレンを基本とし、素地調整の仕上げの程度を変化させることで鋼材粗面の表面粗さをパラメータとした。動力工具には、写真-3.1 に示すようにディスクサンダー（砥粒 C，粒度 F16）と鋼線カップブラシ（線径 0.3mm）を使用した。ケレン作業は、実際に鋼橋の補修・補強を施工している業者に依頼し、作業員によるばらつきを考慮して原則として試験体毎に 3 人の作業員により行った。なお、試験体数が 1 体と 2 体の試験体については、作業員が順に 1 人 1 体ずつケレン作業を行った。試験体 A～D のすべり側の母板は、素地調整の仕上げの程度をそれぞれ指定し、表面粗さが算術平均粗さ $Ra < 5\mu m$ の範囲を目標とした。なお、ケレン前の表面状態は無機ジンクリッチペイント（以下、無機ジンク）を基本とし、試験体 A, B, D の一部では有機ジンクリッチペイント（以下、有機ジンク）の塗装面である。試験体 E～G は、ケレン前がブラスト面である試験体を用い、仕上げを少し弱めとすることで、算術平均粗さが $Ra \geq 5\mu m$ の範囲を目標とした。また、試験体 H～J はいずれもブラスト処理を行い、目標の表面粗さになるように、表面粗さが小さいものはアルミナグリッドを、表面粗さが大きいものはスチールグリッドをそれぞれ使い分けた。なお、素地調整に要する作業時間は、作業員の力の入れ具合や動力工具の摩耗状況等にも影響を受けるが、仕上げの程度の強弱は、概ね作業時間の長短を表している。通常の 2 種ケレンである試験体 A では、塗膜が完全に除去されている状態を目標として、試験体 B から C へとケレンの仕上げの程度が弱くなるにつれ、ケレン前の塗膜が少し残っている状態（2 種ケレンが出来ていない状態）を目標とした。母板の接合面状態を写真-3.2 に示す。

表-3.3 試験体の内訳

試験体	母板			連結板	試験体数	
	表面処理の状況	素地調整の方法	仕上げる程度	無機ジंक 目標膜厚(μm)		
A	粗面状態	ディスクサンダー	通常	75	3	
B			少し弱め		3	
C			弱め		2	
D		鋼線カップブラシ	強め		3	
E		ディスクサンダー	少し弱め (素地:ブラスト)	30	1	
F				50	3	
G				100	3	
H		ブラスト処理	弱め	75	4	
I			少し強め		4	
J			強め		4	
K		無機ジंक(目標膜厚75μm)			2	
L					2	

※試験体A～Dのケレン前の表面状態は無機ジンクが7体、有機ジンクが4体である。

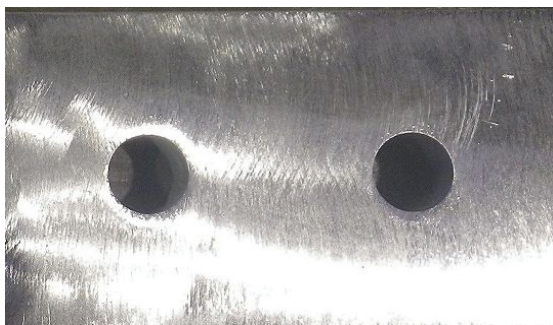


(a) ディスクサンダー（砥粒 C, 粒度 F16）

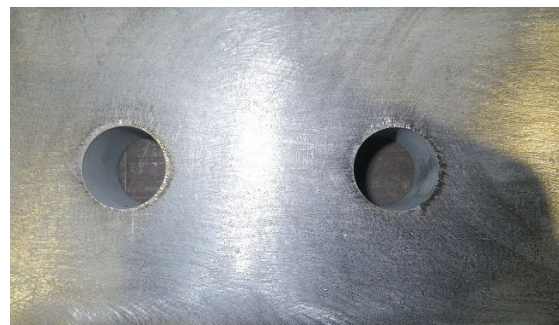


(b) 鋼線カップブラシ

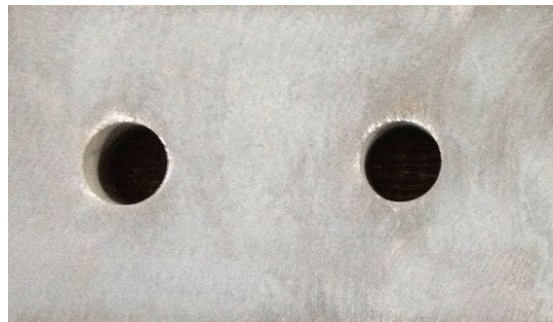
写真-3.1 使用した動力工具



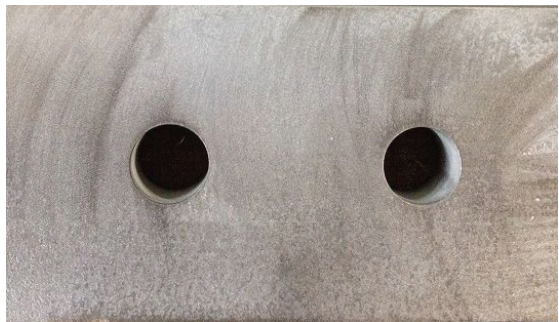
(a) 試験体 A（ディスクサンダー通常）



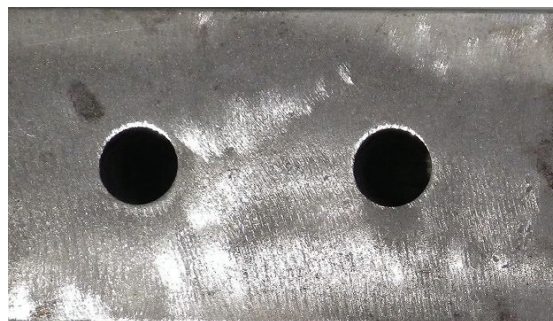
(b) 試験体 B（ディスクサンダー少し弱め）



(c) 試験体 C（ディスクサンダー弱め）



(d) 試験体 D（鋼線カップブラシ強め）

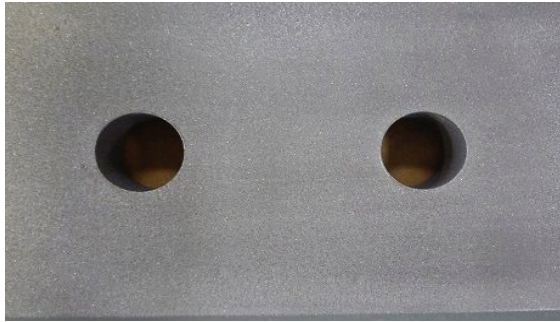


(e) 試験体 E～G（ディスクサンダー少し弱め）

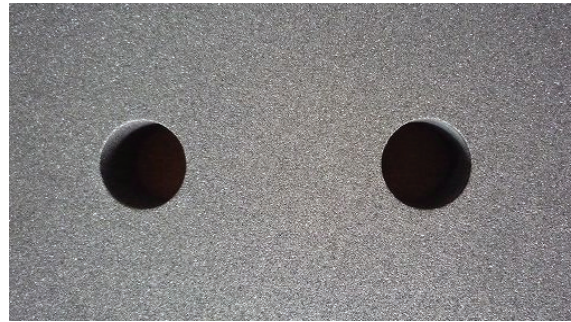


(f) 試験体 H（ブラスト弱め）

写真-3.2 接合面の状況



(g) 試験体 I (ブラスト少し強め)



(h) 試験体 J (ブラスト強め)

写真-3.2 接合面の状況 (続き)

連結板は、新設部材を想定し、工場での加工として 1 種ケレン (ブラスト処理 ISO Sa 2.5) の後に無機ジンクを塗布し、その膜厚をパラメータとした。阪神高速道路 (株) の土木工事共通仕様書³⁻⁷⁾では、連結板の接合面における無機ジンクの標準膜厚を $75\mu\text{m}$ としている。また、2012 年に改訂された道路橋示方書・同解説³⁻¹⁾ではすべり係数 0.45 を確保できる条件の一つとして、無機ジンクの接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚を $50\mu\text{m}$ 以上としている。一方、改訂前の道路橋示方書・同解説³⁻⁸⁾ではすべり係数 0.4 を確保できる条件の一つとして、同じく $30\mu\text{m}$ 以上としていた。これらを考慮し、無機ジンクの目標膜厚は $30\mu\text{m}$, $50\mu\text{m}$, $75\mu\text{m}$, $100\mu\text{m}$ とした。

3.2.3 表面粗さ

母板に無機ジンクを塗布する試験体 K, L を除くすべての母板に対して、ケレン作業後に表面粗さの計測を行った。表面粗さの測定には、触診式粗さ測定器 ((株)ミットヨ製, サーフテスト SJ-400) を用いた。計測した表面粗さパラメータ³⁻⁹⁾は、算術平均粗さ R_a , 最大高さ粗さ R_z , 十点平均粗さ R_{zJIS} の 3 種類である。計測位置を図-3.2 に示す。母板 1 枚に対し片面 4 点×両面の計 8 点を、1 点につき 1 回の計測を行った。なお、粗さ計測の基準長さは 8mm で統一した。

各試験体で計測した表面粗さの測定結果の平均値と変動係数を表-3.4 に示す。2 種ケレンの通常仕上げの試験体 A は、 $R_a=1\sim1.6\mu\text{m}$, $R_z=6\sim13\mu\text{m}$, $R_{zJIS}=5\sim8\mu\text{m}$ であった。試験体 A から C へとケレンの仕上げが弱くなるにつれて、表面粗さの値が大きくなっていることが確認できる。鋼線カップブラシを使用した試験体 D は、ディスクサンダー少し弱めおよび弱めの試験体 B, C と同程度の表面粗さであることがわかる。次に、3 つの表面粗さパラメータの変動係数を見ると、ディスクサンダーや鋼線カップブラシを用いた試験体 A~G では、ブラスト処理した試験体 H~J に比べて大きくなった。これは、動力工具に

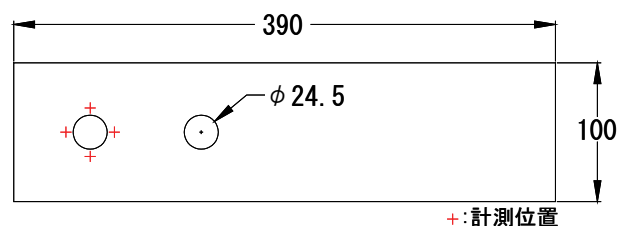


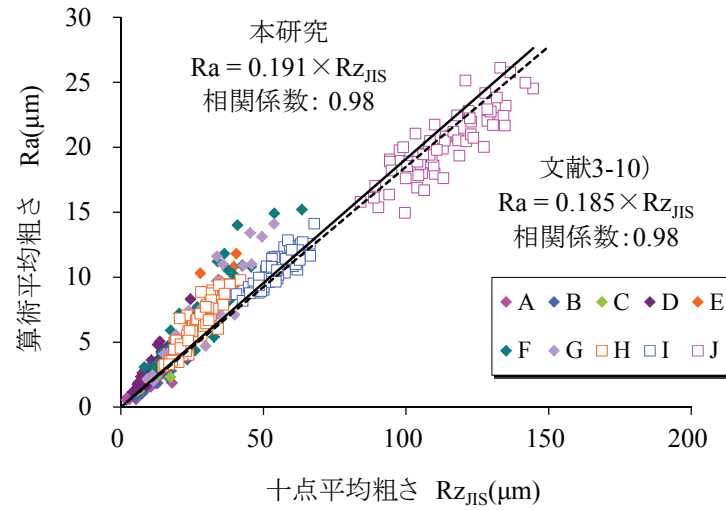
図-3.2 表面粗さ計測位置 (単位 : mm)

よる素地調整は，作業員の力の入れ具合やサンダーがけの方向などもばらつきの原因となり，表面粗さの再現性はブラスト処理に比べ低いものと考えられる．

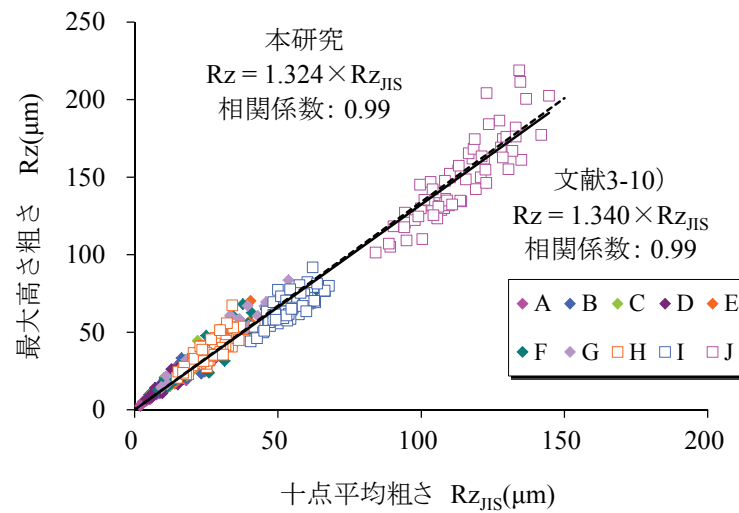
表-3.4 表面粗さ計測結果

試験体		Ra		Rz		Rz _{JIS}	
		平均値 (μm)	変動係数	平均値 (μm)	変動係数	平均値 (μm)	変動係数
A	1	1.56	0.304	13.43	0.417	8.00	0.337
	2	1.50	0.282	10.96	0.313	7.18	0.259
	3	0.97	0.455	6.31	0.449	4.53	0.444
B	1	2.98	0.280	20.98	0.305	13.83	0.360
	2	2.21	0.349	16.38	0.410	10.08	0.301
	3	2.07	0.436	17.36	0.485	10.45	0.489
C	1	3.93	0.389	25.84	0.396	17.08	0.396
	2	2.97	0.223	19.56	0.155	14.17	0.225
D	1	3.21	0.280	19.68	0.256	12.86	0.293
	2	3.21	0.262	20.70	0.241	13.24	0.283
	3	3.59	0.340	19.86	0.298	13.03	0.311
E	1	9.33	0.221	51.16	0.185	35.06	0.162
F	1	9.41	0.154	50.78	0.117	36.18	0.135
	2	9.05	0.284	50.31	0.219	37.48	0.298
	3	9.39	0.277	53.18	0.219	37.10	0.216
G	1	8.48	0.341	54.46	0.271	35.44	0.282
	2	9.20	0.191	53.68	0.169	36.48	0.126
	3	9.01	0.258	54.86	0.122	37.01	0.169
H	1	5.88	0.075	35.84	0.342	25.19	0.154
	2	4.72	0.165	32.89	0.195	22.71	0.144
	3	6.38	0.243	37.10	0.167	24.23	0.180
	4	7.45	0.186	41.69	0.140	31.18	0.167
I	1	10.63	0.113	61.39	0.035	52.70	0.066
	2	10.27	0.097	64.45	0.142	51.15	0.075
	3	11.26	0.094	71.10	0.067	57.14	0.081
	4	10.90	0.076	74.16	0.114	56.98	0.070
J	1	21.80	0.119	151.58	0.174	115.16	0.112
	2	21.41	0.096	160.95	0.145	123.85	0.109
	3	20.67	0.060	162.91	0.140	119.28	0.075
	4	20.67	0.117	146.26	0.173	113.73	0.105

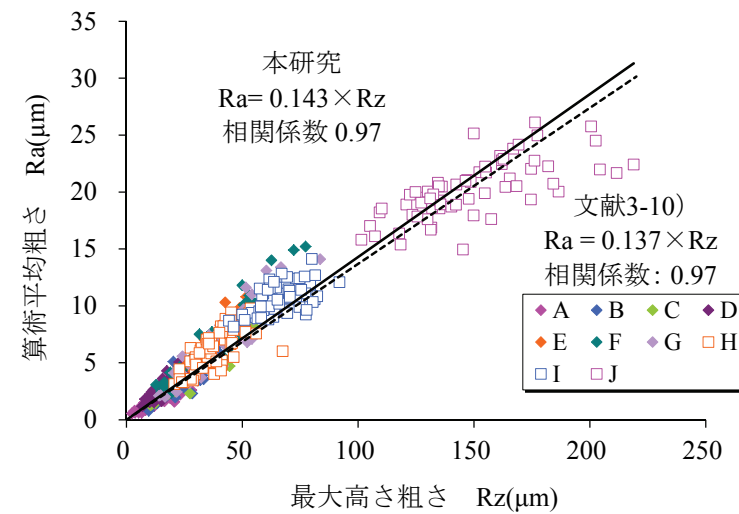
表面粗さパラメータ間の関係を図-3.3 に示す．同図には，全計測値をプロットしている．図中の式は，原点を通る直線回帰として求めた近似式を示し，実線で示している．相関係数はそれぞれ Ra と Rz_{JIS} においては 0.98，Rz と Rz_{JIS} においては 0.99，Ra と Rz においては 0.97 であり，算術平均粗さ Ra，十点平均粗さ Rz_{JIS}，最大高さ粗さ Rz にはそれぞれ互いに高い相関があることがわかる．また，同図には，文献 3-10)において森らが提示している表面粗さパラメータ間の近似式を点線で示している．文献 3-10) は，主にブラスト処理を対象として，ブラスト条件を変えて行った測定結果であるが，動力工具により 2 種ケレンを行った本研究の直線回帰式とほぼ同じであることから，表面粗さパラメータ間の関係は，素地調整の種類にはあまり影響を受けないことがわかる．



(a) Ra と Rz_{JIS} の関係



(b) Rz と Rz_{JIS} の関係



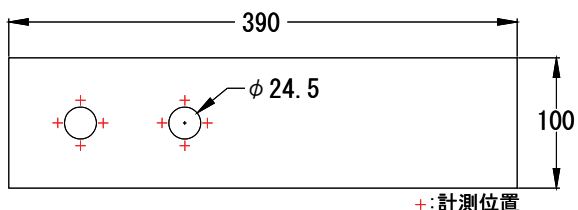
(c) Ra と Rz の関係

図-3.3 表面粗さパラメータ間の関係

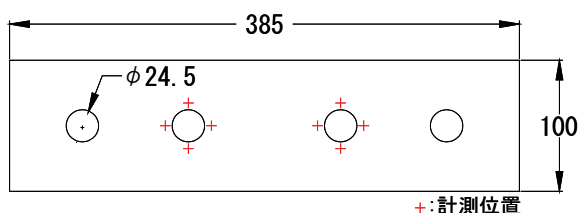
3.2.4 無機ジンの塗装膜厚

試験体 K, L の母板およびすべての連結板に対して、無機ジンの塗装膜厚の計測を行った。計測位置を図-3.4 に示す。母板は1枚につき片面8点×両面の計16点を、連結板は1枚につき片面8点をそれぞれ計測した。なお、1点につき5回の計測を行った。

計測結果を表-3.5 に示す。すべての試験体においてばらつきは小さく、目標値に対して概ね±10%程度の範囲に収まっていることがわかる。ただし、目標膜厚 30 μm の試験体 E は、その他に比べ変動係数が大きい。これは、30 μm の膜厚は、膜厚が薄く膜厚管理が難しいためと考えられる。



(a) 母板（両面）



(b) 連結板（片面）

図-3.4 膜厚の計測位置

表-3.5 膜厚計測結果

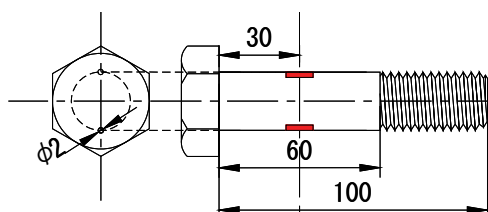
試験体		連結板の膜厚			
		目標値 (μm)	平均値 (μm)	変動係数	平均値 / 目標値
A	1	75	77.6	0.052	1.04
	2		73.5	0.049	0.98
	3		73.1	0.058	0.98
B	1		74.6	0.048	1.00
	2		72.8	0.057	0.97
	3		70.9	0.058	0.95
C	1		74.8	0.055	1.00
	2		71.1	0.051	0.95
D	1		73.3	0.052	0.98
	2		72.4	0.057	0.97
	3		70.9	0.051	0.95
E	1	30	35.7	0.101	1.19
F	1	50	44.8	0.086	0.90
	2		44.0	0.077	0.88
	3		45.6	0.070	0.91
G	1	100	94.5	0.041	0.95
	2		95.6	0.040	0.96
	3		93.6	0.038	0.94

試験体		連結板の膜厚			
		目標値 (μm)	平均値 (μm)	変動係数	平均値 / 目標値
H	1	75	76.6	0.048	1.02
	2		78.4	0.057	1.05
	3		77.9	0.053	1.04
	4		77.1	0.057	1.03
I	1		77.7	0.054	1.04
	2		76.4	0.054	1.02
	3		74.4	0.054	0.99
	4		75.1	0.053	1.00
J	1		73.6	0.057	0.98
	2		74.6	0.044	1.00
	3		77.3	0.045	1.03
	4		75.8	0.056	1.01
K	1		72.9	0.056	0.97
	2		71.9	0.055	0.96
L	1		74.6	0.057	0.99
	2		77.1	0.047	1.03

試験体		母板の膜厚			
		目標値 (μm)	平均値 (μm)	変動係数	平均値 / 目標値
K	1	75	76.4	0.067	1.02
	2		75.1	0.065	1.00
L	1		76.3	0.029	1.02
	2		74.5	0.043	0.99

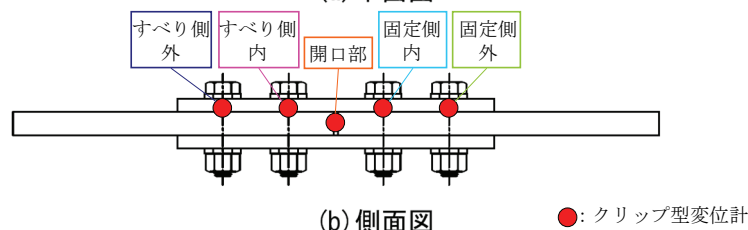
3.3.1 ボルト軸力

試験体の製作は、母板と連結板の孔位置を合わせ、孔中央に高力ボルトを配置後、トルクレンチを用いて人力で締め付けを行った。すべり側のボルト 2 本には、ボルト軸部に 2 枚のひずみゲージを貼り、ひずみゲージの値を監視しながら、設計ボルト軸力の 1 割増し ($205\text{kN} \times 1.1 = 226\text{kN}$) を目標として導入した。固定側は、トルク法により設計ボルト軸力の 2 割増し ($205\text{kN} \times 1.2 = 246\text{kN}$) を目標ボルト軸力として導入した。



3.3.2 計測項目と方法

(a) 平面図



(b) 側面図

●: クリップ型変位計

3.3.3 試験方法

67

kN) を用いて行った。なお、ボルト軸力のリラクセーションを考慮し、締め付け完了後 24 時間経過後に試験を行った。

荷重は、すべり側がすべり荷重に達し、ボルト軸部がボルト孔壁にあたる支圧状態となるまで載荷した。なお、すべり荷重は、明瞭な主すべりが生じた場合は主すべり発生直後に荷重が低下もしくは一定の値を保つため、最大荷重をすべり荷重と定義した。一方、緩慢なすべりにより明瞭な主すべりを生じない場合は鋼構造接合部設計指針³⁻¹¹⁾を参考に、ボルト位置での母板と連結板の相対変位が 0.2mm までに最大荷重が生じた場合はその最大荷重を、そうでない場合は内と外のどちらかのボルト位置での相対変位が 0.2mm に達した時をすべり荷重と定義した。

3.4 試験結果と考察

3.4.1 軸力減衰率

軸力減衰率の比較を図-3.7 に示す。ここで、軸力減衰率とは、導入ボルト軸力に対する試験前（締め付け完了後 24 時間）までのボルト軸力の減少量の割合であり、式(3.2)により算出している。

$$\text{軸力減衰率}(\%) = \frac{\text{導入ボルト軸力}(kN) - \text{試験前ボルト軸力}(kN)}{\text{導入ボルト軸力}(kN)} \quad (3.2)$$

軸力減衰率はすべての試験体で 3～8%程度であった。連結板の無機ジンク膜厚が軸力減衰率に与える影響を把握するために、母板の表面粗さが同程度（Ra=8.5～9.4μm）の試験体 E, F, G を比較すると、無機ジンク膜厚が大きくなるにつれて、軸力減衰率が大きくなる傾向が確認できる。

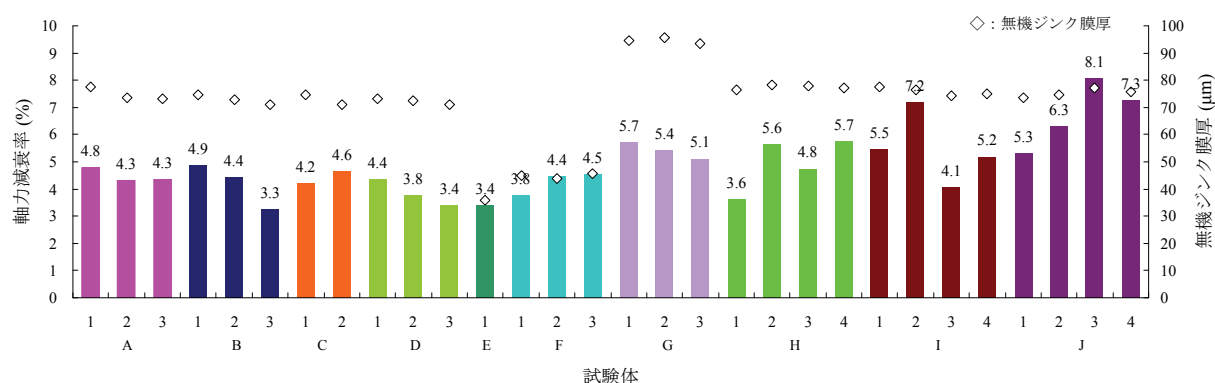


図-3.7 軸力減衰率の比較（24 時間）

3.4.2 荷重と相対変位の関係

計測された荷重と相対変位の関係を、図-3.8, 3.9 に示す。図-3.8 は、すべり側です

べりが先行した例（A-1）と，固定側ですべりが先行した後すべり側ですべりが生じた例（F-1）について，計測した 5 つの相対変位を比較したものである．図-3.9 は，相対変位に，すべり側内のボルト位置での母板と連結板の相対変位を用いて，各試験体の荷重と相対変位の関係を比較したものである．

固定側の導入ボルト軸力はすべり側の導入ボルト軸力の約 10%増しとしているが，F-1 をはじめ，いくつかの試験体で固定側が先行してすべりが生じた．固定側に先行してすべりが生じた理由としては，すべり耐力にばらつきが大きかった可能性等が考えられる．

A-1 では，150kN 付近まですべり側と固定側の相対変位は同じように線形的に増加し，その後最大荷重を迎えるまではすべり側の変位の増分が大きくなり，すべり側にすべりが生じている．この最初の線形的な増加は，クリップ型変位計の設置箇所における鋼材の弾性変形と考えられ，その後，母板と連結板間のすべりに伴う微小変位が加わっているものと考えられる．一方，F-1 では，概ね A-1 と同じ傾向であるが，固定側のすべりが先行したため，初期の線形的な増加後，固定側の変位増分がやや大きくなり，固定側にすべりが生じる．その後，固定側が支圧状態となって荷重が増大し，最大荷重に達して，すべり側にすべりが生じている．また，すべり側のすべりが先行した試験体は A-1，固定側のすべりが先行した後すべり側にすべりが生じた試験体は F-1 と，荷重と相対変位の関係は概ね同じであった．母板同士の相対変位（開口変位）は，どちらの試験体においても，連結板と母板の相対変位に比べ大きな変位となっており，すべり変形に連結板の弾性変形が加算されているためである．

図-3.9 より，すべての試験体において，最大荷重の後，すべりの発生に伴い荷重の低下および変位の増加が見られた．なお，荷重が低下した後，再度荷重が大きくなっているものは，支圧状態になっているものと考えられる．また，無機ジンク同士の組合せである試験体 K をみると，K-1 と K-2 とともにほぼ同一の挙動を示しており，2 種ケレンと無機ジンクの組合せよりも，無機ジンク同士の組合せのほうが供試体間のばらつきが少ない安定したすべり挙動が得られることがわかる．

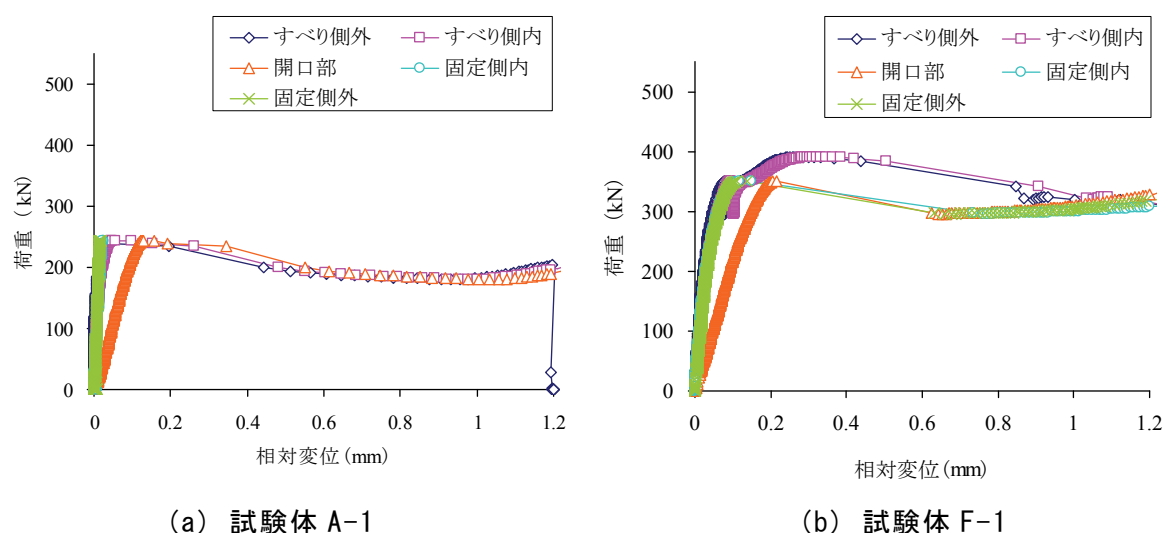
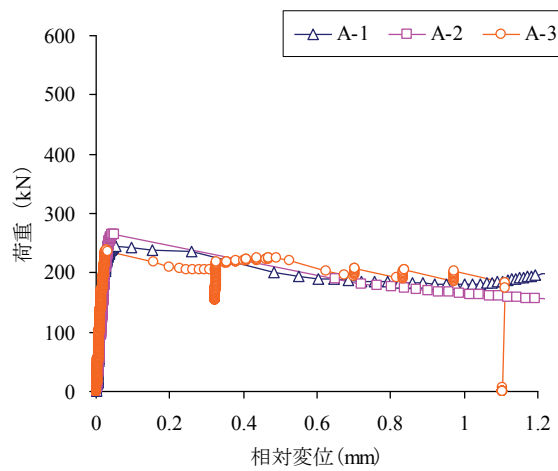
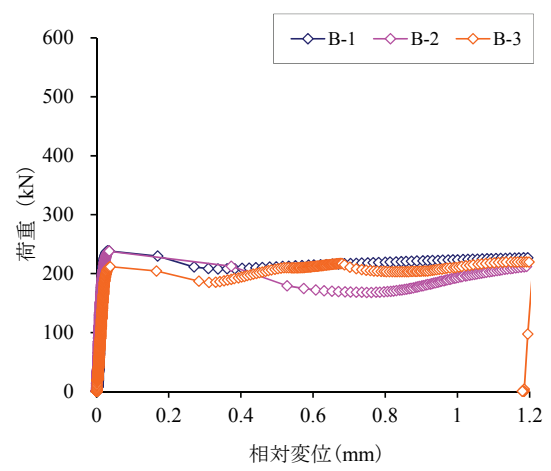


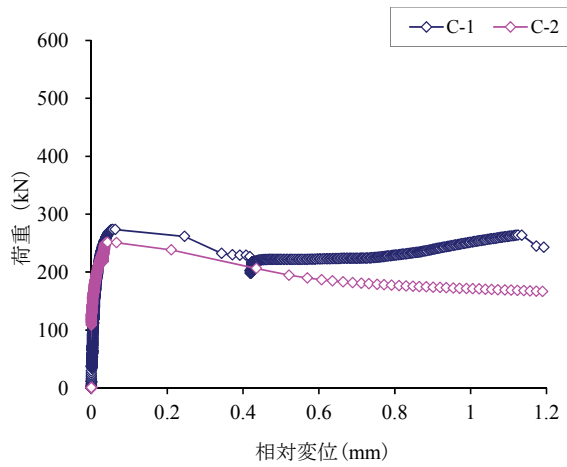
図-3.8 荷重と 5 箇所の相対変位の関係



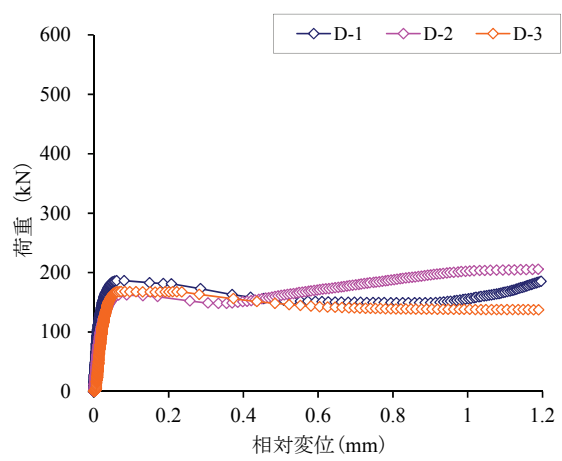
(a) 試験体 A



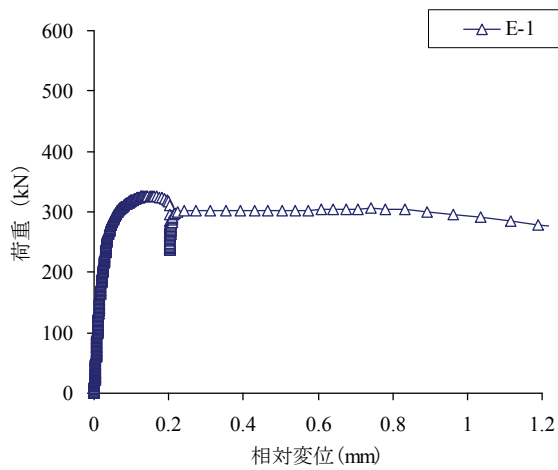
(b) 試験体 B



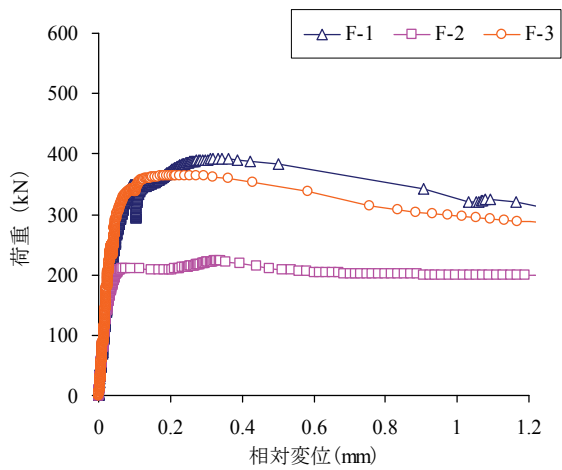
(c) 試験体 C



(d) 試験体 D

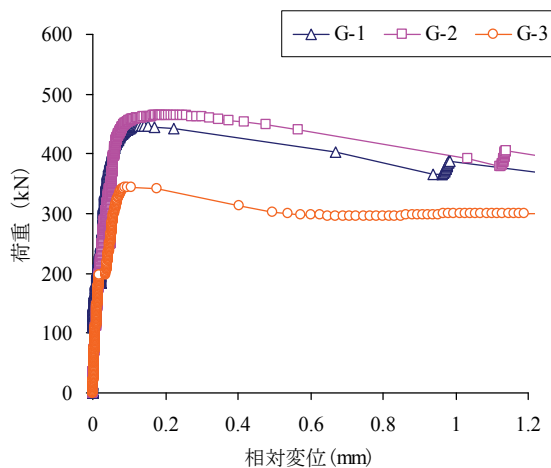


(e) 試験体 E

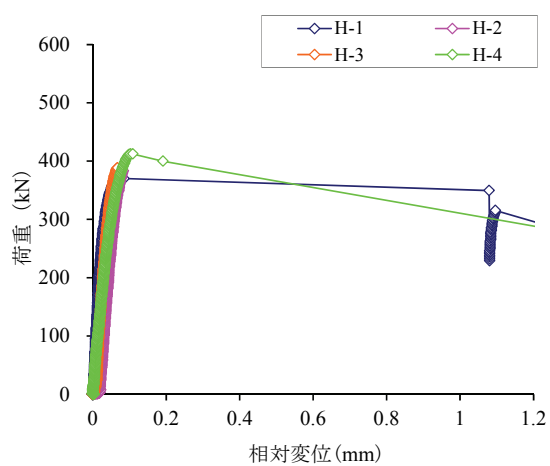


(f) 試験体 F

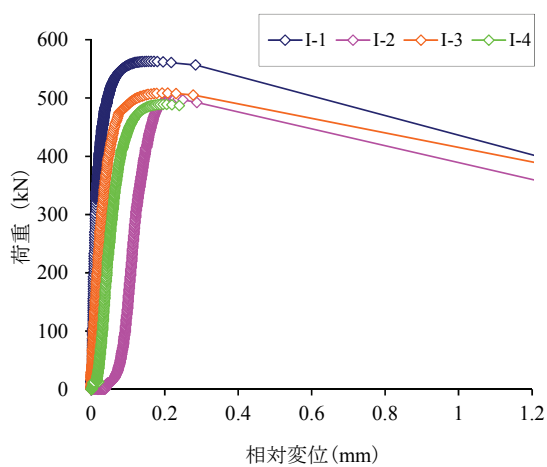
図-3.9 各試験体の荷重と相対変位の関係



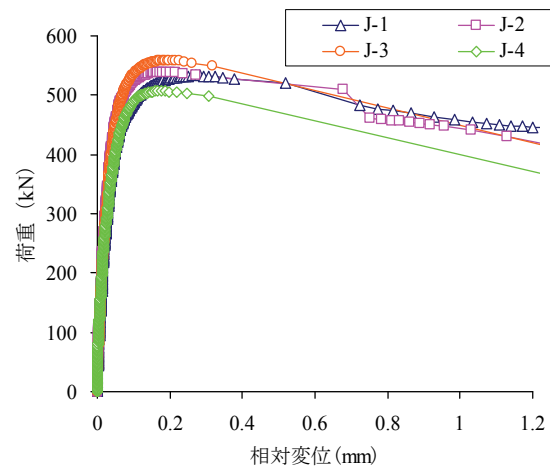
(g) 試験体 G



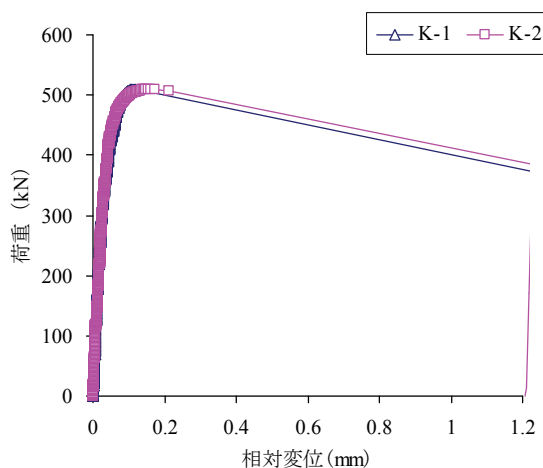
(h) 試験体 H



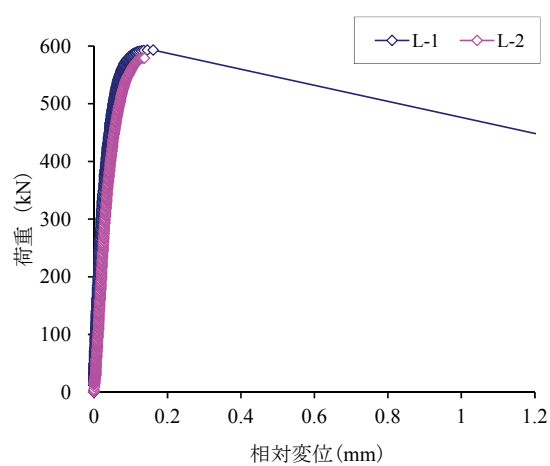
(i) 試験体 I



(j) 試験体 J



(k) 試験体 K



(l) 試験体 L

図-3.9 各試験体の荷重と相対変位の関係 (続き)

3.4.3 すべり係数

すべり耐力試験の結果を表-3.6 に示す。表中のすべり荷重は、すべり側のすべり荷重を示している。これは、ボルト軸力を計測しているすべり側ですべり挙動を正確に評価す

るとしたためである．なお，表中の 3 つのすべり係数については，ボルト軸力 N を，設計ボルト軸力（205kN）としたときのすべり係数を μ_1 ，試験前ボルト軸力としたときのすべり係数を μ_2 ，すべり時ボルト軸力としたときのすべり係数（摩擦係数）を μ_3 として，式(3.3)によりそれぞれ算出した．

$$\mu = \frac{P}{m \cdot n \cdot N} \quad (3.3)$$

ここで， P ：すべり荷重

m ：接合面数

n ：ボルト本数

N ：ボルト軸力

表-3.6 試験結果一覧

試験体	母板の表面粗さ(μm)				連結板 膜厚 (μm)	導入 軸力 (kN)	試験前 軸力 (kN)	軸力 減衰率 (%)	すべり 荷重 (kN)	すべり時 軸力 (kN)	すべり係数****			破壊箇所
		Ra	Rz	Rz _{JIS}							μ_1	μ_2	μ_3	
A	1**	1.6	13.4	8.0	77.6	228.4	217.5	4.8	244.4	212.7	0.30	0.28	0.29	界面
	2*	1.5	11.0	7.2	73.5	227.8	218.0	4.3	265.3	212.4	0.32	0.30	0.31	
	3*	1.0	6.3	4.5	73.1	227.7	217.8	4.3	237.5	213.6	0.29	0.27	0.28	
B	1**	3.0	21.0	13.8	74.6	230.9	219.7	4.9	238.3	214.5	0.29	0.27	0.28	界面
	2**	2.2	16.4	10.1	72.8	226.1	216.1	4.4	237.9	211.2	0.29	0.28	0.28	
	3*	2.1	17.4	10.5	70.9	226.0	218.6	3.3	211.7***	215.3	0.26	0.24	0.25	
C	1*	3.9	25.8	17.1	74.8	226.4	216.9	4.2	273.6	211.5	0.33	0.32	0.32	界面
	2*	3.0	19.6	14.2	71.1	227.0	216.5	4.6	251.3	210.7	0.31	0.29	0.30	
D	1*	3.2	19.7	12.9	73.3	226.9	217.0	4.4	186.3	213.5	0.23	0.21	0.22	界面+凝集
	2*	3.2	20.7	13.2	72.4	226.1	217.6	3.8	162.4	214.3	0.20	0.19	0.19	
	3**	3.6	19.9	13.0	70.9	226.9	219.2	3.4	168.0	215.3	0.20	0.19	0.20	
E	1	9.3	51.2	35.1	35.7	228.4	220.6	3.4	326.9	210.7	0.40	0.37	0.39	凝集
F	1	9.4	50.8	36.2	44.8	228.8	220.2	3.8	391.4***	206.5	0.48	0.44	0.47	凝集
	2	9.1	50.3	37.5	44.0	227.1	217.0	4.4	223.6	208.3	0.27	0.26	0.27	
	3	9.4	53.2	37.1	45.6	227.4	217.1	4.5	364.7***	202.5	0.44	0.42	0.45	
G	1	8.5	54.5	35.4	94.5	231.9	218.6	5.7	447.3***	204.4	0.55	0.51	0.55	凝集
	2	9.2	53.7	36.5	95.6	226.9	214.6	5.4	464.6***	198.7	0.57	0.54	0.58	
	3	9.0	54.9	37.0	93.6	226.6	215.0	5.1	344.2***	208.6	0.42	0.40	0.41	
H	1	5.9	35.8	25.2	76.6	226.9	218.7	3.6	369.0	208.6	0.45	0.42	0.44	界面+凝集
	2	4.7	32.9	22.7	78.4	226.7	213.9	5.6	382.0	204.5	0.47	0.45	0.47	
	3	4.4	37.1	24.2	77.9	225.7	214.9	4.8	387.5	208.1	0.47	0.45	0.47	
	4	7.5	41.7	31.2	77.1	226.5	213.5	5.7	412.0	206.4	0.50	0.48	0.50	
I	1	10.6	61.4	52.7	77.7	232.9	220.1	5.5	561.5	199.6	0.68	0.64	0.70	凝集
	2	10.3	64.5	51.2	76.4	227.7	211.3	7.2	497.5	196.0	0.61	0.59	0.63	
	3	11.3	71.1	57.1	74.4	228.9	219.5	4.1	508.0***	206.7	0.62	0.58	0.61	
	4	10.9	74.2	57.0	75.1	226.8	215.1	5.2	488.0	198.8	0.60	0.57	0.61	
J	1	21.8	151.6	115.2	73.4	225.4	213.4	5.3	532.0	199.0	0.65	0.62	0.67	凝集
	2	21.4	161.0	123.9	74.6	225.7	211.5	6.3	538.0	187.8	0.66	0.64	0.72	
	3	20.7	162.9	119.3	77.3	227.2	208.8	8.1	558.0***	188.8	0.68	0.67	0.74	
	4	20.7	146.3	113.7	75.8	226.3	209.9	7.3	506.5	187.5	0.62	0.60	0.68	
K	1	—	—	—	74.6	227.1	212.7	6.3	592.5	194.1	0.72	0.70	0.76	凝集
	2	—	—	—	77.1	224.1	212.3	5.2	578.5***	197.0	0.71	0.68	0.73	
L	1	—	—	—	72.9	225.7	213.4	5.4	509.6	196.4	0.62	0.60	0.65	凝集
	2	—	—	—	71.9	226.2	213.3	5.7	509.1	195.4	0.62	0.60	0.65	

注) *: ケレン前の表面状態が無機ジンク ***: ケレン前の表面状態が有機ジンク ***: 固定側のすべりが先行した試験体

****: μ_1 は設計ボルト軸力(205kN), μ_2 は試験前ボルト軸力, μ_3 はすべり時ボルト軸力により算出した．

設計ボルト軸力を用いて算出したすべり係数 μ_1 は，導入ボルト軸力，リラクセーションにばらつきが生じてしまうため，個体間のすべり係数の比較にはそれらのばらつきを含む．一方，試験前ボルト軸力によるすべり係数 μ_2 では試験体それぞれの軸力を用いるため，これらのばらつきを排除し，個体間の接合面の状態におけるすべり係数の値の比較が可能となる． μ_1 ， μ_2 ， μ_3 において，すべり係数の大小の相対的な関係に差異はなかったため，以下では試験前ボルト軸力を用いて算出したすべり係数 μ_2 による比較，考察を行う．

すべり係数 μ_2 の比較を図-3.10 に示す．通常のディスクサンダーの試験体 A ではすべり係数は 0.27～0.30 であり，すべり係数が 0.4 を下回る結果となった．試験体 B，C においてもすべり係数は 0.3 前後であり，0.4 を満足していない．また，鋼線カップブラシを使用した試験体 D では，すべり係数は 0.19～0.21 であり，非常に低いすべり係数となった．表面粗さが比較的大きい試験体 E では，すべり係数は 0.37，試験体 F では F-2 を除くと 0.42，0.44，試験体 G では 0.40～0.54 であり，表面粗さが小さい試験体 A～D よりもすべり係数は大きくなる傾向であった．試験体 F の中で F-2 のみがすべり係数が小さいのは，試験体 F の無機ジンク膜厚が 45 μm 程度と小さく，すべり係数がばらついたと考えられる．試験体 H，I を見ると，いずれもすべり係数は 0.4 以上であり，表面粗さが大きくなるに従いすべり係数も大きくなる傾向が見られた．しかし，試験体 J では表面粗さをかなり大きくしたにも関わらず，すべり係数 0.60～0.67 であり，試験体 I のすべり係数 0.57～0.64 とあまり変わらない．一方，無機ジンク面同士の試験体 K，L では，その他の試験体よりも安定したすべり係数が得られることがわかる．また，ケレン前の表面状態が無機ジンク，有機ジンクであっても両者のすべり係数に有意な差異は認められなかった．

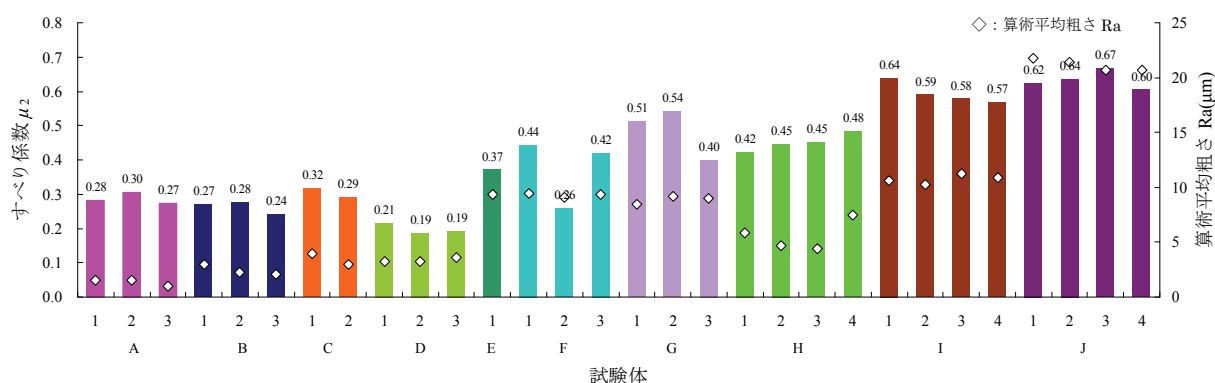


図-3.10 すべり係数の比較

3.4.4 すべり係数と各表面粗さパラメータの関係

母板の表面粗さが同程度 ($Ra=8.5\sim11.3\mu\text{m}$) の試験体 E，F，G，I について，すべり係数 μ_2 と連結板の無機ジンク膜厚の関係を図-3.11 に示す．図中の式は，直線回帰した近似式であり，相関係数は 0.59 とやや高い結果となった．これより，無機ジンク膜厚が 50 μm 以下の場合のすべり係数は，無機ジンク膜厚が 75 μm 以上 100 μm 以下の場合に比べて小さくなることがわかる．

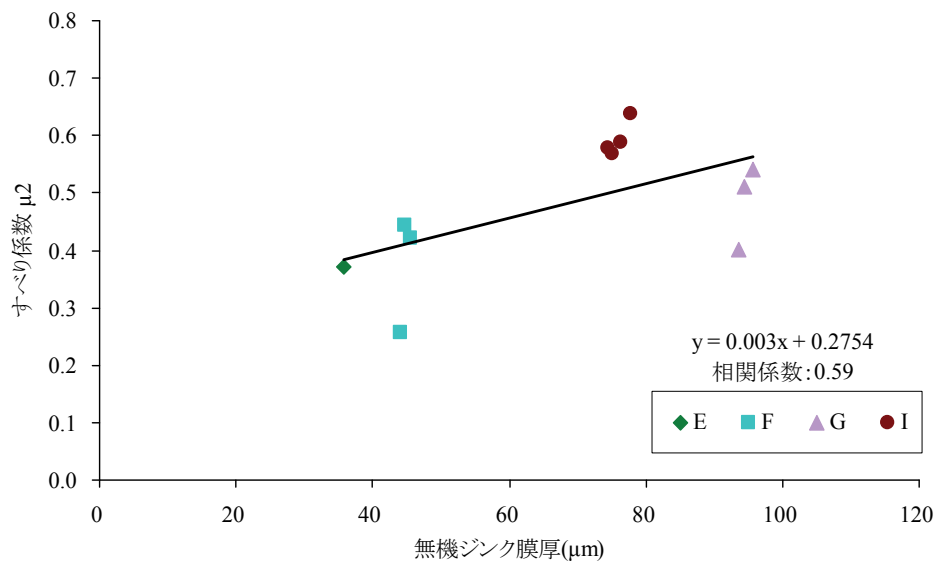
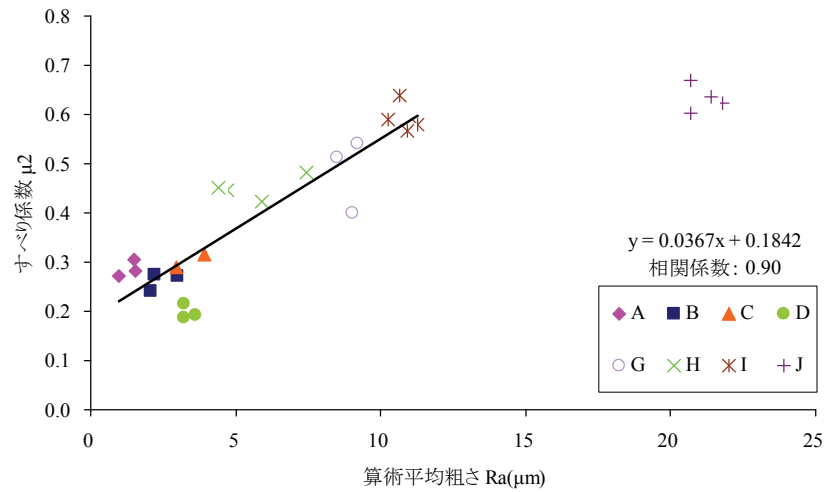
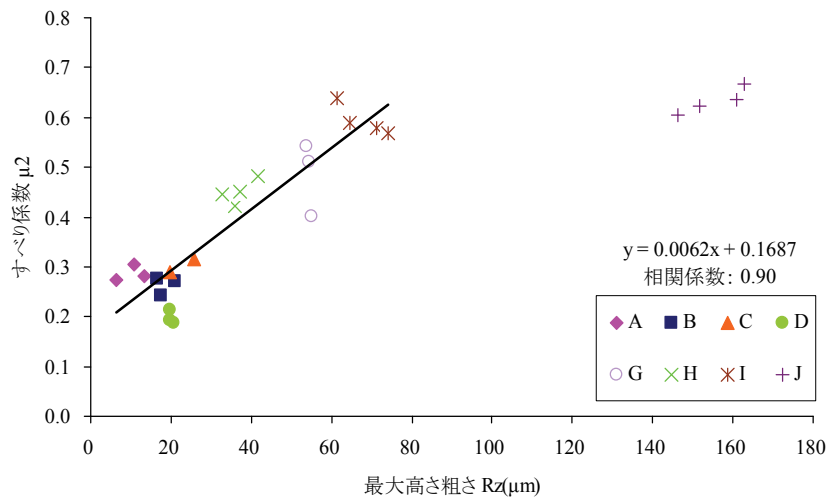


図-3.11 すべり係数 μ_2 と無機ジンク膜厚の関係

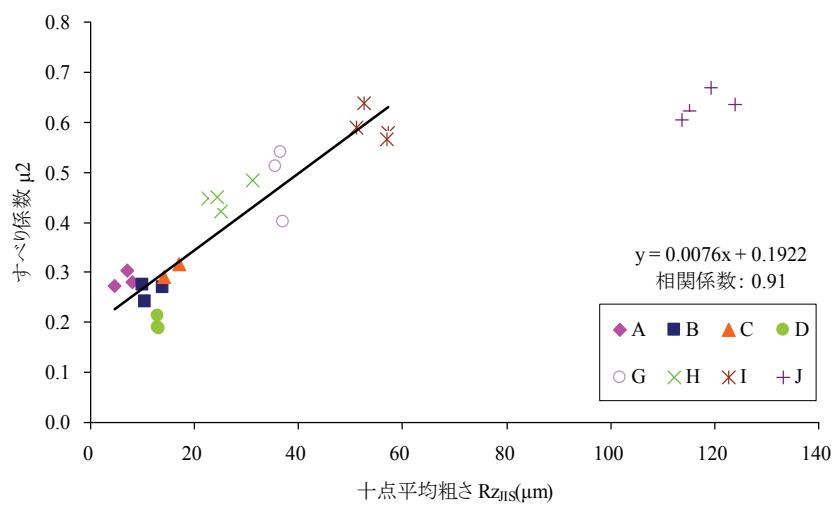
次に，連結板の目標無機ジンク膜厚が $75\mu\text{m}$ 以上の試験体を対象とし，すべり係数 μ_2 と表面粗さとの関係を図-3.12 に示す．近似直線は試験体 J 以外の試験体に対して算出した．すべり係数と表面粗さパラメータとの相関係数は，算術平均粗さ R_a で 0.90，最大高さ粗さ R_z で 0.90，十点平均粗さ $R_{z_{JIS}}$ で 0.91 であり高い相関が見られた．しかし，試験体 J のように表面粗さを大きくしてもすべり係数は頭打ちし大きくならない．このことより，表面粗さが大きいことで粗面の凹凸が無機ジンク面に引っかかりやすくなるため，すべり係数は表面粗さに対して線形的に大きくなるものと推察される．一方，試験体 J のように，連結板の無機ジンク膜厚以上の表面粗さを有しても，無機ジンクへの引っかかりは試験体 I と同等であるため試験体 I とほとんど同じすべり係数であったと考えられる．算術平均粗さ R_a が $4\mu\text{m}$ 以下の場合，すべり面の破壊は無機ジンクと鋼材粗面の界面で生じるが，算術平均粗さ R_a が $8\mu\text{m}$ 以上の場合では無機ジンクの凝集破壊が生じると考えられる．また，素地調整方法が鋼線カップブラシである試験体 D のすべり係数は 0.2 未満となることもあり，低い値となった．なお，図-3.11 において，Case-I のすべり係数が近似直線の上側に位置しているが，これは，他のケースより表面粗さが， R_a で $1\sim 2\mu\text{m}$ 程度大きいためと考えられる．



(a) すべり係数 μ_2 と算術平均粗さ R_a



(b) すべり係数 μ_2 と最大高さ粗さ R_z



(c) すべり係数 μ_2 と十点平均粗さ R_{zJIS}

図-3.12 すべり係数と表面粗さパラメータの関係

既往の研究との比較のため、すべり係数 μ_1 と十点平均粗さ Rz_{JIS} との関係プロットしたものを図-3.13 に示す。文献 3-5) は本試験と同様に母板が鋼材粗面、連結板が無機ジンの組合せであり、文献 3-10) は鋼材粗面同士の組合せである。また同図には、連結板の無機ジン膜厚が $50\mu\text{m}$ 以上の試験結果（本試験）と文献 3-5) で行われた試験の結果とともに用いた場合の近似直線と、文献 3-10) の試験結果の近似直線を示している。

Rz_{JIS} が $40\mu\text{m}$ 程度までの領域では、無機ジンと鋼材粗面のすべり係数と鋼材粗面同士のすべり係数に大きな差はみられないが、 $60\sim 80\mu\text{m}$ の領域で無機ジンと鋼材粗面の方がすべり係数が大きくなる傾向にあった。文献 3-10) において、鋼材粗面同士では $Ra=10\sim 15\mu\text{m}$ (Rz_{JIS} では $54\sim 81\mu\text{m}$) の範囲では、すべり係数が小さくなるとされているが、無機ジンと鋼材粗面の場合は、無機ジンの柔らかい層が鋼材粗面の凹凸にかみ合い、そのような傾向が見られないものと考えられる。

連結板の無機ジン膜厚が $50\mu\text{m}$ 以上の試験結果（本試験）と文献 3-5) で行われた試験の結果とともに用いて、直線近似した場合の相関係数は 0.92 であった。これは、文献 3-10) の鋼材粗面同士の近似直線の相関係数 0.83 よりも大きく、すべり係数と表面粗さの相関が強いことがわかる。また、両者の近似曲線の傾きも異なった。

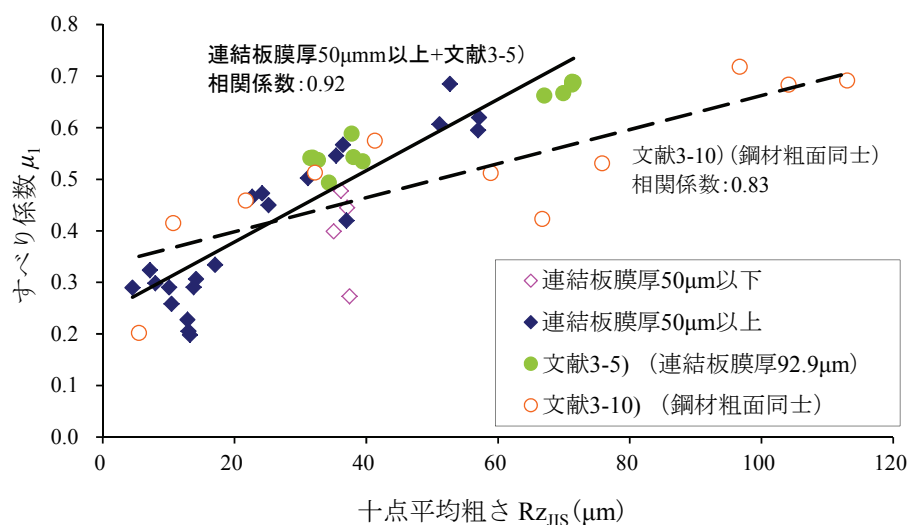


図-3.13 すべり係数と表面粗さパラメータの関係（既往の研究との比較）

3.4.5 すべり面の観察

すべり耐力試験終了後、試験体を解体してすべり面の観察を行った。すべり面の状況の一例を写真-3.3 に示す。なお、写真の上段が連結板を、下段が母板を示しており、写真の左方向に母板を引っ張った場合となるように整理している。界面破壊と凝集破壊の破壊イメージを図-3.14 に示す。

これより、すべての試験体において、連結板のボルト孔周辺に無機ジンの損傷が見られた。母板の表面粗さが小さい試験体 A～D では、写真-3.3(a) 試験体 A に示すように、連結板の無機ジンの損傷に対して母板には無機ジンの付着が見られなかった。すなわ

ち、図-3.13(a)の破壊イメージのように母板の表面粗さが小さい試験体 A～D では、母板と無機ジンクの界面ですべりが発生（界面破壊）したものと考えられる。次に、母板の表面粗さが大きい試験体 E～J では、連結板の無機ジンクの損傷に対して母板にその無機ジンクの付着が確認できる。このことから、これらの試験体は、図-3.13(b)のように連結板の無機ジンクの塗装内における凝集破壊によるすべりが発生したものと考えられる。また、無機ジンク同士の試験体 K, L も同様に無機ジンクの凝集破壊によるすべりが発生したものと考えられる。



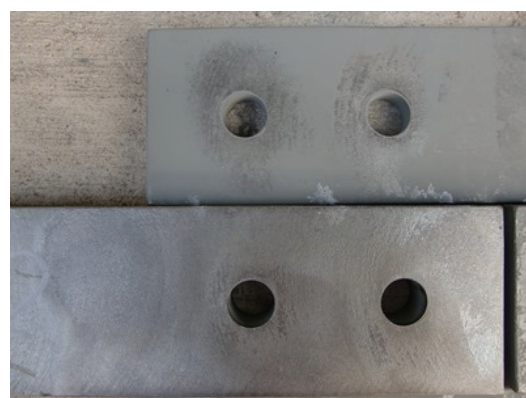
(a) 試験体 A



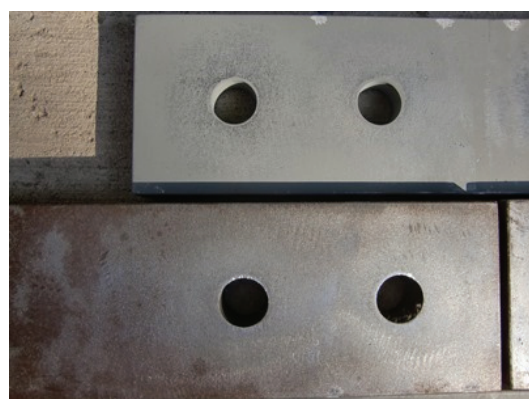
(b) 試験体 B



(c) 試験体 C



(d) 試験体 D



(e) 試験体 E



(f) 試験体 F

写真-3.3 試験後の接合面状況の例



(g) 試験体 G



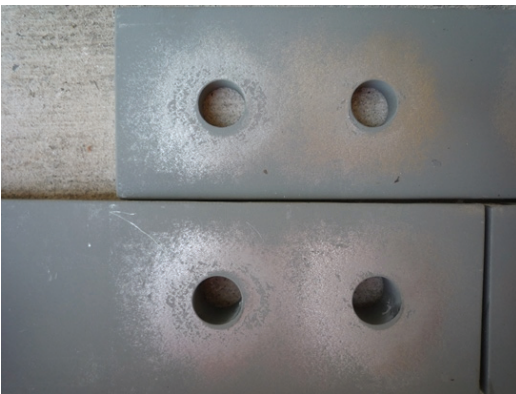
(h) 試験体 H



(i) 試験体 I



(j) 試験体 J

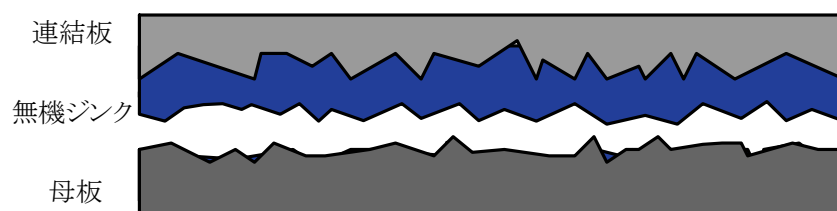


(k) 試験体 K

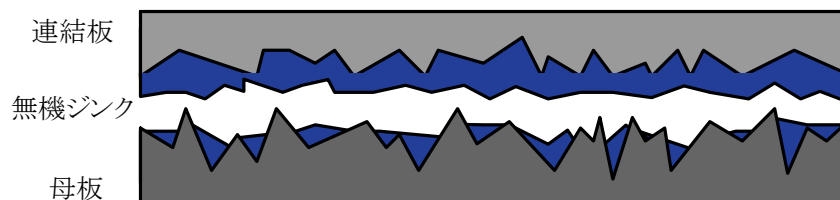


(l) 試験体 L

写真-3.3 試験後の接合面状況の例（続き）



(a) 母板と無機ジンクの界面破壊



(b) 無機ジンクの凝集破壊

図-3.14 接合面の破壊イメージ

3.5 2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンク面の高力ボルト摩擦接合継手の破壊メカニズムとすべり係数

本試験の結果、表面粗さが大きい場合は、すべり係数が大きく、またそのすべり面は無機ジンク塗装内での凝集破壊であった。一方、表面粗さが小さい場合は、すべり係数が小さく、またそのすべり面は母板と無機ジンクとの界面破壊であった。これより、母板の表面粗さが小さい場合は、母板粗面の凹凸が小さいために無機ジンクとの引っかかりが少なく、母板と無機ジンクとの界面破壊によりすべり、そのすべり係数が小さくなるものと考えられる。一方、母板の表面粗さが大きい場合は、母板粗面の凹凸と無機ジンクとの引っかかりが大きく、無機ジンク塗装内における凝集破壊によりすべるものと考えられ、すべり係数は、無機ジンクのせん断強度や膜厚に依存するものと考えられる。

2 種ケレンによる鋼材粗面においても表面粗さパラメータ間にはそれぞれ非常に高い相関が認められるため、算術平均粗さ R_a を基準として、接合面が 2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンク面の場合の高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数を提案することとする。なお、算術平均粗さ R_a を基準としたのは、高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案)³⁻⁶⁾と同様にするためである。

本試験では、連結板の無機ジンク膜厚が $50\mu\text{m}$ 未満のように小さくなるとすべり係数も小さくなったことから、無機ジンクの施工品質のばらつきなども考慮し、無機ジンク的设计膜厚は例えば $75\mu\text{m}$ 程度にしておくのがよい。無機ジンクの膜厚を小さくすることは、膜厚管理が難しく、施工品質やすべり係数がばらつくために避けた方がよい。また、道路橋示方書・同解説³⁻¹⁾では、接触面に無機ジンクを塗布する場合は、接触面の合計乾燥膜厚は $100\sim 200\mu\text{m}$ 、片面あたりの最小乾燥膜厚は $50\mu\text{m}$ 以上とされていることから、片面の乾燥膜厚は最大で $150\mu\text{m}$ まで許容されているものと考えられるため、異種接合継手に

おける連結板の無機ジンク膜厚の上限値は $150\mu\text{m}$ が良いと考えられる。無機ジンク膜厚が $50\mu\text{m}$ 以上において、母板粗面の表面粗さが $Ra=1\sim4\mu\text{m}$ の試験体では母板と無機ジンクの界面破壊によりすべりが発生し、表面粗さが $Ra=8\mu\text{m}$ 以上の試験体では無機ジンクの塗装内で、明確な凝集破壊によりすべりが発生していることが確認できた。無機ジンクが界面破壊した供試体より凝集破壊した供試体の方がすべり係数は高く、接合面が鋼材粗面と無機ジンク面の場合では、すべり係数を高くするには、無機ジンク層内での凝集破壊が生じるように、母板の表面粗さを指定する必要があると考えられる。

以上の結果を踏まえ、無機ジンク膜厚が $50\mu\text{m}$ 以上 $150\mu\text{m}$ 以下の試験体を対象として、試験前ボルト軸力により算出したすべり係数と表面粗さの関係を図-3.15 に示す。同図には、凝集破壊か界面破壊の破壊形態も示している。ただし、凝集破壊と界面破壊が混在した試験体については示していない。無機ジンクの膜厚を $50\mu\text{m}$ 以上 $150\mu\text{m}$ 以下に確保している場合、2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンク面の高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数は、鋼材粗面の表面粗さが、算術平均粗さ $Ra\geq 5\mu\text{m}$ の場合は 0.4 、 $Ra<5\mu\text{m}$ の場合は 0.2 を提案する。

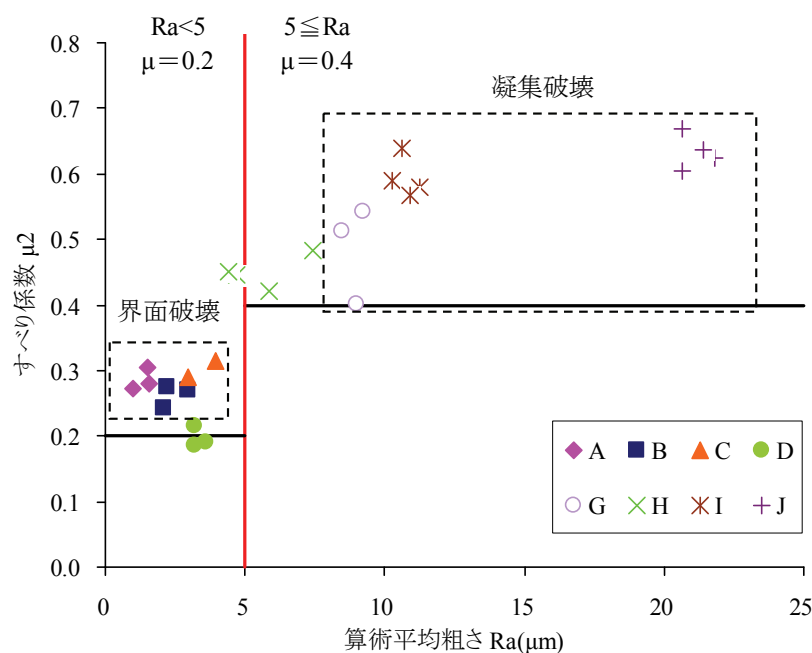


図-3.15 すべり係数と表面粗さの関係

3.6 まとめ

高力ボルトを用いて新規鋼部材を追加設置する実用的設計法を確立するため、補修・補強工事における現場施工の制約条件を考慮して、異なる接合面処理が高力ボルト接合部のすべり挙動に及ぼす影響について検討した。具体的には、新規鋼部材の接合面処理は無機ジンクリッチペイント面とし、それに対する腐食がない平滑な既設鋼部材の接合面処理は、

現場施工の制約条件の中で施工可能な 2 種ケレンを中心とした数種類の接合面処理として、その組み合わせを対象にすべり耐力試験を実施し、鋼材粗面の表面粗さに対するすべり係数の評価・提案を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 2 種ケレンにおいても、表面粗さのパラメータである、算術平均粗さ R_a と最大高さ粗さ R_z と十点平均粗さ R_{zJIS} との間には、それぞれ高い相関がある。
- (2) ディスクサンダー（砥粒 C、粒度 F16）による通常の 2 種ケレン仕上げでは、鋼材粗面の表面粗さは、 $R_a=1\sim1.6\mu\text{m}$ 、 $R_z=6\sim13\mu\text{m}$ 、 $R_{zJIS}=5\sim8\mu\text{m}$ であった。また、表面粗さの変動係数は大きく、動力工具による素地調整は、作業員の力の入れ具合やサンダーがけの方向などもばらつきの原因となり、表面粗さの再現性は低いものと考えられる。
- (3) ディスクサンダーによる通常の 2 種ケレン仕上げ（塗膜が完全に除去された状態： $R_a=1\sim1.6\mu\text{m}$ ）と無機ジンクとの組合せでは、すべり係数は $0.27\sim0.30$ であり、 0.4 を下回った。
- (4) 最大高さ粗さ R_z が無機ジンク膜厚より小さい場合はすべり係数と各表面粗さパラメータ（ R_a 、 R_z 、 R_{zJIS} ）は線形の関係であった。しかし、無機ジンク膜厚以上の最大高さ粗さ R_z においては、頭打ちする結果となった。
- (5) 鋼材粗面同士の組合せよりも、鋼材粗面と無機ジンクとの組合せの方が、鋼材粗面の表面粗さとすべり係数の相関性は高いことがわかった。また、 R_{zJIS} が $40\mu\text{m}$ 程度までの領域は両者に大きな差はみられないが、 $60\sim80\mu\text{m}$ の領域で鋼材粗面同士の場合よりも無機ジンクと鋼材粗面の場合の方がすべり係数が大きくなる傾向にあった。
- (6) すべり試験後の接合面観察により、無機ジンク膜厚を $50\mu\text{m}$ 以上確保している場合、表面粗さが小さい試験体では母板と無機ジンクの界面においてすべりが発生し、表面粗さが大きい試験体では無機ジンク層内での凝集破壊によりすべりが発生していることが確認できた。また、表面粗さが大きい方がすべり係数が大きくなったことから、無機ジンクの界面破壊よりも無機ジンクの凝集破壊の方がすべり係数が大きくなると判断できる。
- (7) 2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンク面の高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数について、新規部材の無機ジンク膜厚を $50\mu\text{m}$ 以上 $150\mu\text{m}$ 以下とすれば、動力工具を用いて素地調整した既設部材の表面粗さが、算術平均粗さ $R_a\geq 5\mu\text{m}$ の場合はすべり係数 0.4 、 $R_a<5\mu\text{m}$ の場合はすべり係数 0.2 を提案した。

$R_a\geq 5\mu\text{m}$ を確保する 2 種ケレンの施工方法や品質管理方法については今後の課題であるが、表面粗さを確保するために、文献 3-5) で用いられた回転式動力工具による素地調整等が考えられ、また素地調整の後には、表面粗さを測定し、確認する必要があると考えられる。

[第3章 参考文献]

- 3-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，丸善，2012.3.
- 3-2) 森猛，南邦明，井口進，山口隆司：接合面処理方法と品質を考慮した高力ボルト摩擦接合継手すべり係数の提案，土木学会論文集 A Vol.64，No.1，pp.48-59，土木学会，2008.1.
- 3-3) 阪神高速道路公団：道路構造物の補修要領 第1部 鋼構造物 第3編 鋼桁切欠部の補修要領，2005.4.
- 3-4) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，丸善，2005.12.
- 3-5) 丹波寛夫，木村聡，杉山裕樹，山口隆司：無機ジンクリッチペイント面とそれと異なる接合面処理がなされた高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力試験，構造工学論文集，Vol.58A，pp.803-813，2012.3.
- 3-6) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案)，丸善，2006.12.
- 3-7) 阪神高速道路株式会社：土木工事共通仕様書，2009.2.
- 3-8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，丸善，2002.3.
- 3-9) 日本規格協会：JIS B 0601，製品の幾何特性仕様（GPS）－表面性状：輪郭曲線方式－用語，定義及び表面性状パラメータ，2013.
- 3-10) 森猛，田坂康介，一宮充，小笠原照夫：鋼材の表面粗さパラメータと高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.67，No.2，pp.446-453，土木学会，2011.
- 3-11) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，pp.281-283，2006.3.

第4章 腐食部に接着剤を用いたあて板補強のすべり挙動に関する検討

4.1 はじめに

第3章においては、減肉していない既設鋼部材に、新たに鋼部材を高力ボルト摩擦接合により取り付ける場合を想定し、新しく取り付ける鋼部材の表面処理は無機ジンクリッチペイント面とし、既設鋼部材の表面処理は現場で施工可能な2種ケレンを中心とした数種類の表面処理方法をパラメータとして、すべり耐力試験を行い、すべり係数に関して検討を行った。その結果、無機ジンクリッチペイントの膜厚が一定の範囲の場合、既設鋼部材の表面粗さを確保すれば、0.4以上のすべり係数を確保できることがわかった。そこで、本章においては、次の段階として、腐食に伴い減肉した既設鋼部材に、新たに鋼部材を取り付ける場合を想定し、減肉部および接合面に接着剤を用いた場合のすべり耐力に関して検討を行う。

腐食により減肉した鋼部材に対する補修方法の1つとして、高力ボルトを用いた鋼板あて板補修がある⁴⁻¹⁾。高力ボルトを用いたあて板補修を行う場合、腐食により減肉した箇所には、主に不陸調整・防食を目的として、写真-4.1のように、腐食減肉箇所にパテ状のエポキシ樹脂等を充填した上で高力ボルトを配置する例が見られる。これまで、鋼構造物への接着接合の適用に関する研究成果⁴⁻²⁾がとりまとめられているほか、名取ら⁴⁻³⁾、村越ら⁴⁻⁴⁾、⁴⁻⁵⁾により、エポキシ樹脂と高力ボルトを併用した継手を対象とした研究は実施されているものの、エポキシ樹脂がすべり耐力に与える影響について不明確な点が多いために、エポキシ樹脂の接着力や、エポキシ樹脂部に配置した高力ボルトの軸力に伴うすべり耐力の増加を設計上考慮していない⁴⁻⁶⁾。また、減肉した凹部に充填するエポキシ樹脂量を過不足なく充填することは非常に困難である。樹脂量が不足すると、空隙ができ防食上の弱点となる可能性があり、一方、樹脂量が過剰であるとボルトの締め付けに伴い、樹脂が既設部材とあて板との接合面に流れ出る可能性があるが、それらの状況は一般には確認できない。



(a) 腐食部へのエポキシ樹脂充填



(b) あて板補修完了

写真-4.1 あて板補修事例

そこで、本章では、減肉した凹部に構造用接着剤（以下、接着剤という。）を充填するとともに、接合面全面に接着剤を塗布した高力ボルト継手試験供試体を用いて引張試験を実施し、接

着剤の有無や凹部の形状の違いがすべり耐力に及ぼす影響について検討するとともに、高力ボルトの軸力低下についても明らかにする。

なお、本研究では、接合面に接着剤を塗布し、高力ボルト摩擦接合を併用した継手供試体の力学的挙動と、高力ボルト摩擦接合継手のそれが同様であったこと、接合面の破壊状態も同様にすべり痕が見られたことから、以下では、接着剤を併用した継手の接合面に相対変位が生じた時の耐力や荷重をすべり耐力やすべり荷重など、「すべり」という語句を用いて高力ボルト摩擦接合のそれとは異なることを表示する。

4.2 構造用接着剤の性能

4.2.1 構造用接着剤

構造用接着剤としては、エポキシ樹脂系、アクリル樹脂系、メタクリル樹脂系、ポリエステル樹脂系など種々があるが、土木建築の分野においては、エポキシ樹脂系接着剤が広く使用されている。その理由としては、5℃～40℃の温度範囲で硬化する硬質樹脂は少なく、それらの樹脂の中では、エポキシ樹脂はバランスの取れた性能を有していることがあげられる。

エポキシ樹脂系接着剤の特長は以下の点である。

- ①優れた接着性、優れた硬化物物性
- ②優れた寸法安定性
- ③優れた耐水性、耐薬品性
- ④優れた耐久性
- ⑤設計自由度が高く、幅広い用途で使用可能
- ⑥樹脂材料としては、高いコストパフォーマンス

本研究で使用する構造用接着剤は、エポキシ樹脂系接着剤の中から、上向きや立向きの塗布が可能であるペースト状の二液混合型金属接着用エポキシ樹脂系接着剤（製品名：E258）を選定した。この接着剤は、常温硬化型で接着強さが大きく、揺変性があり、塗布作業が容易であるという理由で、森下ら^{4,7)}による腐食した鋼板の鋼板接着による補強に関する研究でも用いられている。接着剤を写真-4.2に、接着剤の基本性能を表-4.4にそれぞれ示す。



写真-4.2 本研究で使用する構造用接着剤

表-4.1 接着剤の基本性能

主剤	エポキシ樹脂
硬化剤	ポリアミドアミン 変性脂還式ポリアミン
混合比（主剤：硬化剤）	1：1（質量比）
混合後の状態	ペースト状
可使時間	50 分/20℃
硬化時間	8 時間/20℃
引張強度（20℃，7 日後）	25MPa
せん断強度（20℃，7 日後）	24MPa
圧縮降伏強さ（20℃，7 日後）	53MPa
圧縮弾性係数	1200N/mm ²

4.2.2 接着性能に関する検討

(1) 試験の目的

本研究では，4.3 に記載しているように，接着剤と高力ボルトを併用した試験供試体を用いて引張試験を行うことから，接着剤に要求される性能の中では，せん断強度が重要であると考えられる．せん断強度は，JIS K 6850 において，図-4.1 に示す試験片（接着長 12.5mm，接着幅 25mm）を用いた一面せん断試験により求めることとされている．

そこで，接着長と接着幅の関係や，一面せん断試験と二面せん断試験との試験方法の違いがせん断強度に及ぼす影響を把握するとともに，本研究で用いる構造用接着剤の接着性能の把握を目的に，接着長と接着幅の比をパラメータとして，二面せん断試験を行い，接着剤の破壊荷重とせん断強度および破壊形式を確認した．

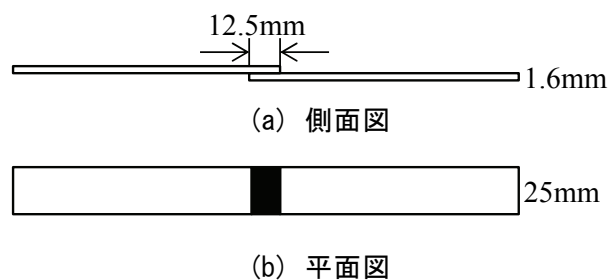


図-4.1 引張せん断接着強さ試験片（JIS K 6850）

(2) 供試体の設計・製作

試験に用いる供試体は図-4.3 に示す二面せん断供試体とし，12mm 厚の母板 2 枚を突き合わせて，12mm 厚の連結板で両側から挟んでいる．供試体の一覧を表-4.2 に示す．連結板幅（接着幅） B を 50mm で統一し，接着長 L を 25～200mm とし，接着長と接着幅の比 L/B をパラメータとした．鋼種は全て SS400（降伏点は平均で 316N/mm²）である．鋼材素地の表面処理方法または粗さの違いにより破壊形式が異なり，せん断強度に大きく影響を与える^{4,2)}ことから，すべ

ての供試体（母板と連結板）の接着面のブラスト後の表面粗さを管理した．その結果，算術平均粗さ $Ra=10\sim13\mu m$ ，十点平均粗さ $Rz_{JIS}=50\sim55\mu m$ であった．供試体数はケース毎に 3 体ずつとし，比較のため JIS K 6850 に示された引張せん断接着強さ試験片（一面せん断試験片）を 5 体製作した．

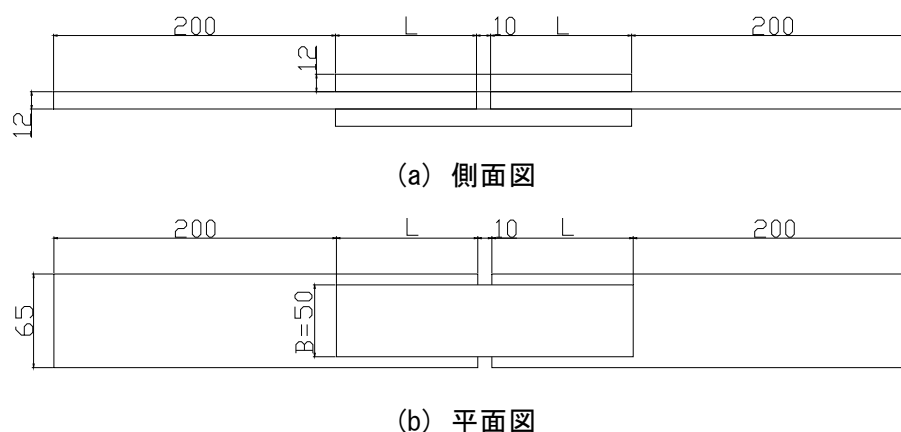


図-4.2 供試体の形状と寸法 (mm)

表-4.2 供試体一覧

Case	接着長 L (mm)	接着幅 B (mm)	L/B	接着面積 (mm^2)	供試体数	継手形状
※ A	12.5	25	0.5	313	5	1面せん断
B	25	50	0.5	2,500	3	2面せん断
C	50	50	1.0	5,000	3	2面せん断
D	75	50	1.5	7,500	3	2面せん断
E	100	50	2.0	10,000	3	2面せん断
F	125	50	2.5	12,500	3	2面せん断
G	150	50	3.0	15,000	3	2面せん断
H	200	50	4.0	20,000	3	2面せん断

※：JIS K 6850 に示された試験片

供試体の製作にあたっては，接着剤を塗布後，万力で締め付け，余剰な接着剤を排出させ，その状態のまま保管養生した．なお，保管箇所の気温が平均で $8.8^{\circ}C$ とやや低かったため，接着剤を完全に硬化させるために，養生期間はおよそ 1 ヶ月間とした．

二面せん断供試体の試験は，載荷能力 1,000kN のアムスラー型万能試験機を用いて，載荷速度 0.1mm/min 程度で引張載荷した．

(3) 試験結果

試験の結果，いずれの供試体も最大荷重に達すると同時に連結板が瞬時にはずれたため，以下では最大荷重を破壊荷重という．試験結果の一覧を表-4.3 に示す．なお，せん断強度は，破壊荷重を接着面積で除して算出している．

破壊荷重と L/B およびせん断応力と L/B の関係をそれぞれ図-4.3、図-4.4 に示す。なお、両図には、同じ接着剤を用いて行われた二面せん断試験結果（文献 4-8）も併せて示している。

図-4.3 より、破壊荷重は、L/B の増加に伴い増加するが、線形的には増加せず、L/B が大きくなると破壊荷重の増加幅が小さくなることが分かる。また、同図に示した対数近似曲線の相関係数は 0.97 であり、破壊荷重と L/B には高い相関が確認できる。

図-4.4 より、L/B の増加に伴い、せん断強度は線形的に減少していることが見られる。また、L/B が 0.5 の場合の平均せん断強度は 22.4N/mm^2 であり、JIS K 6850 試験片の 27.3N/mm^2 に対して、約 18% 小さい値となった。これより、L/B が同じでも供試体の大きさや形状が異なると、せん断強度が変わることが分かった。

供試体の破壊形態を写真-4.3 に示す。これより、主に接着剤の凝集破壊であったが、一部界面破壊の箇所も見られた。

表-4.3 実験結果一覧

Case	L/B	供試体 No	破壊荷重 (kN)	せん断強度 (N/mm^2)	平均破壊荷重 (kN)	平均せん断強度 (N/mm^2)
※ A	0.5	1	9.2	28.3	8.5	27.3
		2	8.6	26.5		
		3	9.1	29.1		
		4	7.9	25.9		
		5	7.8	26.9		
B	0.5	1	58.0	23.2	56.0	22.4
		2	54.5	21.8		
		3	55.5	22.2		
C	1.0	1	111.0	22.2	115.3	23.1
		2	118.5	23.7		
		3	116.5	23.3		
D	1.5	1	163.5	21.8	176.2	23.5
		2	187.5	25.0		
		3	177.5	23.7		
E	2.0	1	186.0	18.6	194.7	19.5
		2	193.0	19.3		
		3	205.0	20.5		
F	2.5	1	145.5	11.6	180.3	14.4
		2	184.0	14.7		
		3	211.5	16.9		
G	3.0	1	227.5	15.2	225.5	15.0
		2	215.0	14.3		
		3	234.0	15.6		
H	4.0	1	220.0	11.0	227.8	11.4
		2	236.0	11.8		
		3	227.5	11.4		

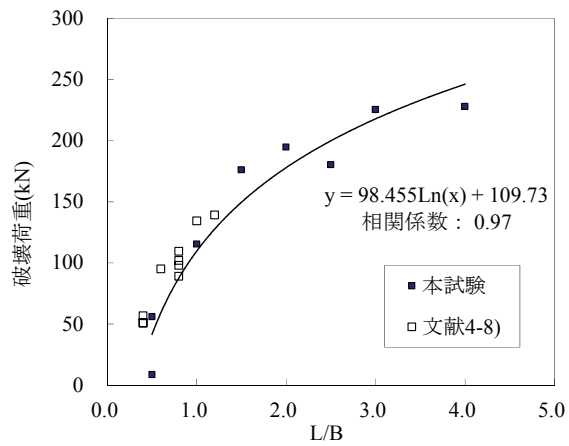


図-4.3 破壊荷重と L/B の関係

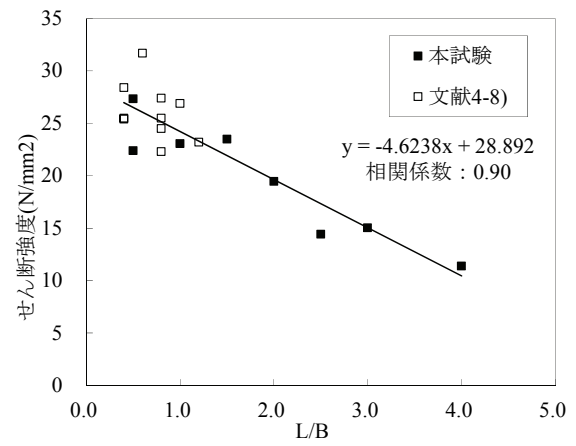
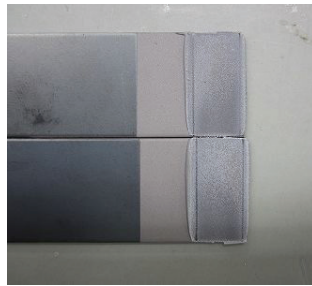


図-4.4 せん断強度と L/B の関係



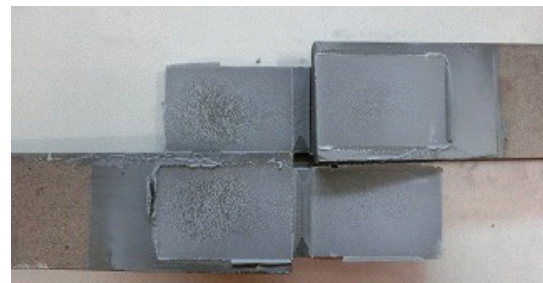
(a) L/B=0.5 (JIS 試験片)



(b) L/B=0.5



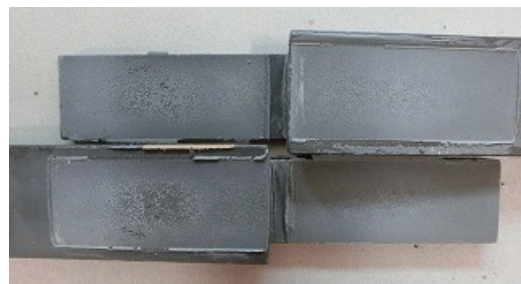
(c) L/B=1.0



(d) L/B=1.5

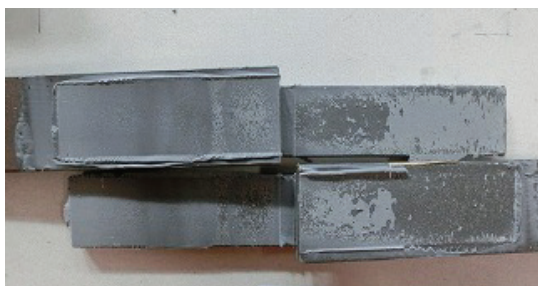


(e) L/B=2.0



(f) L/B=2.5

写真-4.3 破壊面の状況



(g) L/B=3.0



(h) L/B=4.0

写真-4.3 破壊面の状況（続き）

4.3 試験供試体の設計・製作

4.3.1 試験供試体

本試験で使用した鋼材の鋼種および材料特性、高力ボルトの種類を表-4.4と表-4.5にそれぞれ示す。供試体には高張力鋼 HT590 を用い、母板は 40mm 厚、連結板は 16mm 厚とし、高力ボルトは M20（F10T）を用いた。

表-4.4 使用鋼材の鋼種および材料特性

種別	材質	板厚 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン比
母板	HT590	40	437.3	638.8	1.94×10^5	0.282
連結板	HT590	16	481.2	651.5	1.92×10^5	0.277

表-4.5 使用ボルト

ボルトの種別	高力ボルトの 等級	ネジの呼び	首下長さ (mm)	有効断面積 (mm ²)
高力六角ボルト	F10T	M20	105	245

供試体の標準形状および寸法を図-4.5に示す。本試験では、後述するように、母板に片側で最大腐食深さ 5mm（両側で腐食深さ 10mm）の腐食を模擬した凹部を設けているので、その断面欠損部の板厚減少分を考慮するとともに、接着剤による接着力の影響はないとしてすべり係数は 0.4 と仮定した上で、すべり先行となるように、供試体のすべり／降伏耐力比 $\beta_d^{4.9)}$ は、式 (4.1) を用いて 0.25 程度とした。

$$\beta_d = \frac{\mu \cdot m \cdot n \cdot N}{(W - d) \cdot t_l \cdot \sigma_y} \quad (4.1)$$

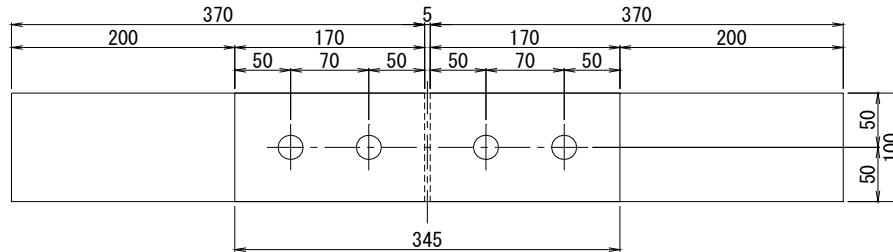
ここで、 μ ：すべり係数

m ：接合面の数（=2）

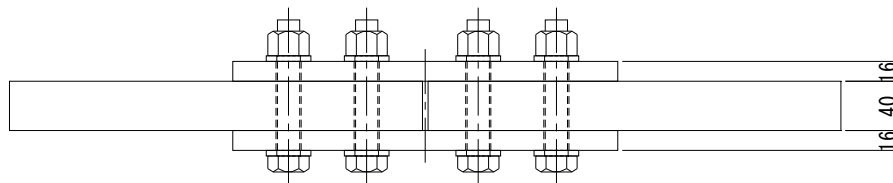
N : 設計ボルト軸力 (165kN)

d : 孔径

t_l : 母板厚 (凹部の厚み 10mm を除く) σ_y : 鋼材の降伏点 (規格値)



(a) 平面図



(b) 側面図

図-4.5 試験供試体の標準形状（単位：mm）

試験供試体の母板は既設部材を想定して、その接合面は粗面とし、第3章および文献 4-10)を参考に、十点平均粗さ Rz_{JIS} が $30\mu m$ 程度（算術平均粗さ Ra は $6\mu m$ 程度）を目標とした。一方、新しく取り付ける鋼部材の表面処理は、製作工場から現場への運搬期間や架設期間における防錆対策等を考慮して、無機ジंकリッチペイント面とするため、本試験の連結板は、あて板を行う新設部材を想定して、その接合面は阪神高速道路（株）の土木工事共通仕様書⁴⁻¹¹⁾に従い、無機ジंकリッチペイント（以下、無機ジंकという。）を原則とし、その設計膜厚は $75\mu m$ を目標とするのを基本とした。無機ジंकの塗料性状を表-4.6 に示す。

また、使用する構造用接着剤は、4.2.2で示したエポキシ樹脂系接着剤である。

表-4.6 無機ジンの塗料性状

混合比（液：亜鉛末）	20：80（重量比）
塗料密度（塗料比重）	2.93
溶剤密度（溶剤比重）	0.89
加熱殘分	86%
可使時間	6 時間/20℃
標準塗裝間隔	48 時間～6 ヶ月

4.3.2 試験パラメータと試験供試体の内訳

試験供試体は、腐食を模擬した凹部の形状（径、深さ、個数）、並びに連結板の表面処理の違い、高力ボルトの有無、および接着剤の有無をパラメータとした。試験供試体の内訳を表-4.7に示す。

表-4.7 試験供試体の内訳

Case	供試体 No	供試体形状と凹部			連結板	ボルト軸力	接着剤	全供試 体数	1回目	2回目
		凹部径×深さ×個数 (Dmm ^φ ×hmm×個数)	接着面積 (mm ²)	凹部面積 (mm ²)	表面処理	有無	有無			
A	A1	なし	-	-	無機ジंक	100%	無	3	3	
B	B1	なし	32,410	-	無機ジंक	100%	有	3	3	
	B2	なし	32,410	-	無機ジंक	ボルト無し	有	2	1	1
	B3	なし	32,410	-	無機ジंक	50%	有	1	1	
	B4	なし	32,410	-	ブラスト	100%	有	3		3
	B5	なし	32,410	-	ブラスト	ボルト無し	有	3		3
C	C1	65φ×5mm×4個	32,410	11,677	無機ジंक	100%	有	3		3
	C2	41.8φ×5mm×4個	32,410	3,897	無機ジंक	100%	有	3	2	1
	C3	65φ×2mm×4個	32,410	11,677	無機ジंक	100%	有	1		1
D	D1	(65φ+平行凹部)×5mm×2個	32,410	14,144	無機ジंक	100%	有	3	1	2
E	E1	20.3φ×5mm×12個	32,410	3,882	無機ジंक	100%	有	3	3	
	E2	25φ×5mm×12個	32,410	5,888	無機ジंक	100%	有	3	3	
	E3	30φ×5mm×12個	32,410	8,478	無機ジंक	100%	有	3	3	
	E4	20.3φ×2mm×12個	32,410	3,882	無機ジंक	100%	有	1	1	
F	F1	15φ×5mm×22個	32,410	3,886	無機ジंक	100%	有	3	2	1
	F2	15φ×2mm×22個	32,410	3,886	無機ジंक	100%	有	1	1	
G	G1	20.3φ×5mm×12個	32,410	3,882	無機ジंक	100%	有	3	3	

42 27 15

Case-A は、凹部のない通常の高力ボルト摩擦接合の基本供試体であり、接着剤を用いていない。

Case-B は、Case-A の接合面に接着剤を塗布した供試体であり、連結板の表面処理と高力ボルトの導入軸力を変化させた。Case-B の内訳としては、No.B1 は No.A1 の接合面に接着剤を塗布した供試体であり、No.B2 はボルトを用いない、接着剤のみの供試体である。また、No.B3 は No.B1 のボルト軸力を 50%とした供試体であり、No.B4 は連結板の表面処理をブラスト処理した供試体、No.B5 は No.B4 と同じく連結板の接合面をブラスト処理し、ボルトを用いない接着剤のみの供試体である。

Case-C～G は、母板の両面に同じ凹部を有する供試体であり、凹部のパラメータは以下のとおりとした。凹部の形状を図-4.6 に示す。

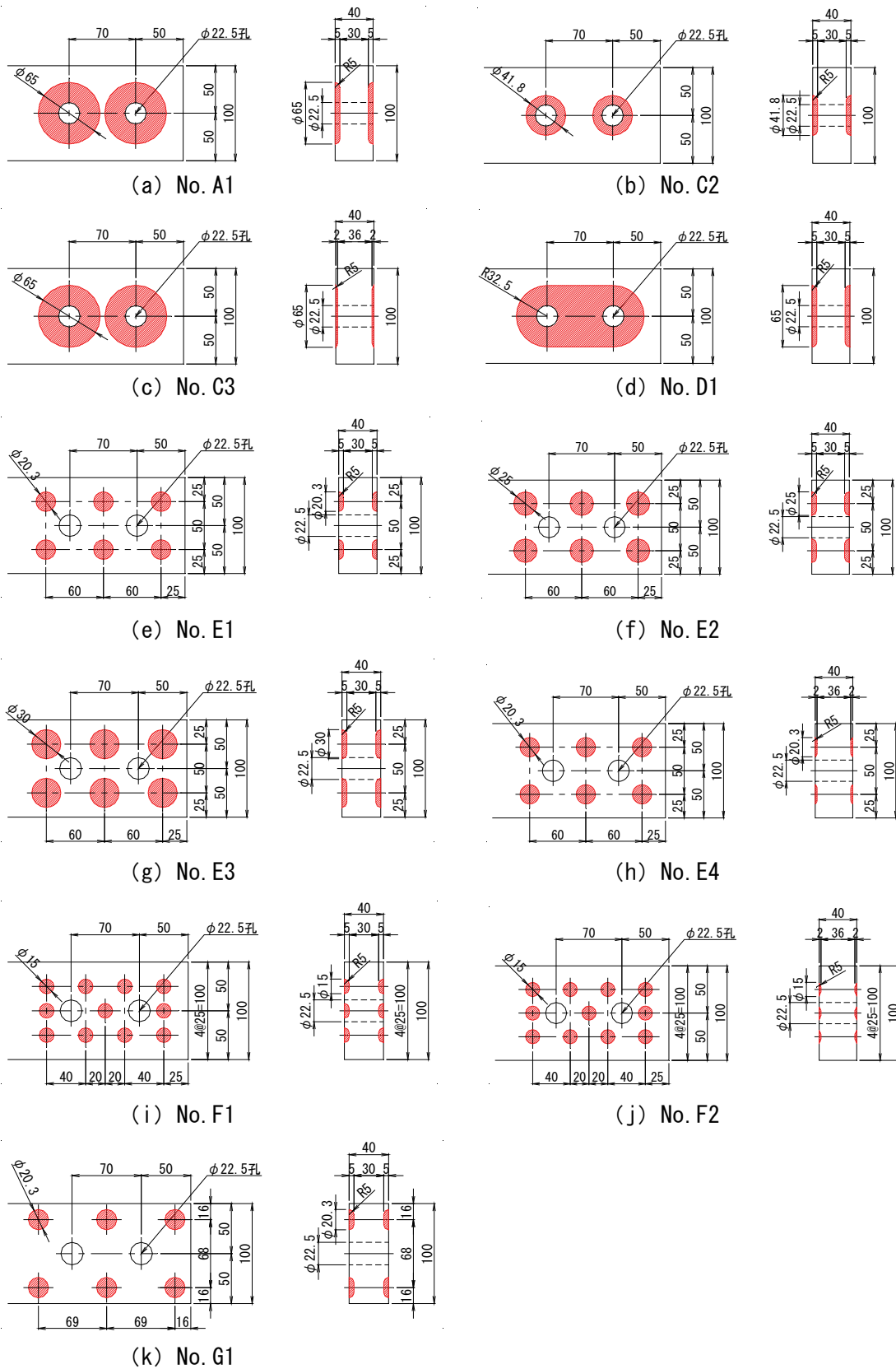


図-4.6 減肉を模擬した凹部の形状（単位：mm）

凹部径は最大でφ65mmとした。これは、ボルト部に配置する凹部を連続させるものと分離させる（凹部同士が繋がらない）ものを比較検討するため、分離させる供試体として、最大径を65mmとしたものである。また、凹部径の違いによる影響を検討するため、65mmよりも小さな凹部径も設定した。

凹部深さは5mmを基本とした。これは、鋼桁ウェブが減肉し断面欠損することを想定し、ウェブ厚は概ね9～11mmであるため、凹部は両側にあると仮定して9～11mmの約半分の5mmを基本としたものである。また、凹部深さが小さい場合と比較するため凹部深さが2mmも設定した。2mmを設定した理由は、阪神高速道路の補修において2mm以下の腐食減肉に対しては、さびを落として塗装の塗り替えとし、あて板補修を行っている事例が少ないためである。

凹部個数は、ボルト孔直下に凹部がある片面2個×2（両面）の4個から、小さな孔食が多く存在しているような状況も想定して設定した。各供試体の概要と目的は以下のとおりである。

Case-C、Dはボルト孔直下に凹部を有した供試体とし、Case-Cは凹部を分離させたもので、Case-Dは凹部を連続させたものである。Case-E～Gはボルト孔直下以外に凹部を有した供試体である。Case-Eは、凹部の個数が同じで、凹部径を変えて凹部面積を変化させた供試体である。Case-Fは、No.C2、No.E1と凹部面積を同等にして凹部個数を変えた供試体とし、Case-Gは、No.E1の凹部の径と個数は同じで、凹部位置をボルト位置から遠く配置した供試体である。また、No.C3、No.E4、No.F2は凹部深さを2mmにした供試体である。

4.3.3 試験供試体の製作

(1) 凹部の加工

供試体の製作にあたっては、鋼板の切断・加工の後、凹部の加工を行った。凹部の加工は、写真-4.4に示すマシニング（株）山崎技研製、YZ-8WR）による切削とした。



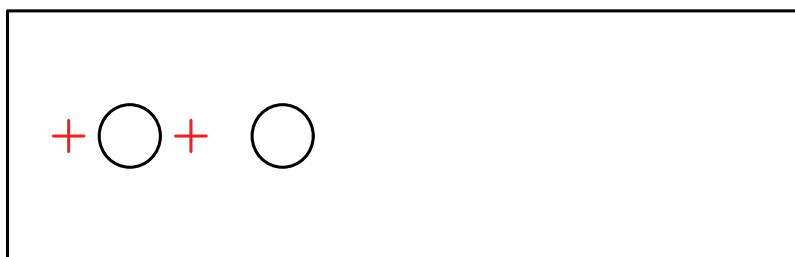
写真-4.4 マシニング

(2) 母板の接合面処理

次に、母板の接合面の表面処理を行った。既設の鋼部材を想定した母板については、文献 4-8) を参考に十点平均粗さ Rz_{JIS} が $30\mu m$ 程度を目標とするが、その製作方法は、製作のばらつきを

少なくするためブラスト処理とした。ブラスト処理は、加圧圧送式ブラスト（4.5kg/mm）を使用し、熔融アルミナを用いた。ブラスト処理後の母板の表面粗さ（算術平均粗さ R_a と最大高さ粗さ R_z 、十点平均粗さ R_{zJIS} ）を、触診式粗さ測定器（(株)ミットヨ製、サーフテスト SJ-400）を用いて測定した。なお、測定箇所は図-4.7 に示すように、ボルト孔周辺の片面 2 箇所（両面で 4 箇所）を対象とし、粗さの測定規準長さは JIS B 0633 に従って 2.5mm とし、5 回計測した。表面粗さの測定状況を写真-4.5 に、表面粗さの測定結果を表-4.8 にそれぞれ示す。なお、十点平均粗さ R_{zJIS} は平均で $30.3\mu\text{m}$ （変動係数は 0.092）、算術平均粗さ R_a は平均で $6.3\mu\text{m}$ であり、概ね目標通りであった。

母板を表面処理した後は、2 時間以内に防錆紙で包装し、試験を開始するまで保管した。



＋は測定箇所

図-4.7 母板の表面粗さ測定箇所



写真-4.5 表面粗さ測定状況

表-4.8 表面粗さの測定結果一覧

Case	供試体No.		表面粗さ(平均) (μ m)			変動係数		
			Ra	Rz	RzJIS	Ra	Rz	RzJIS
A	A1	A11	5.54	40.44	26.91	0.04	0.06	0.04
		A12	5.45	40.35	26.54	0.05	0.07	0.03
		A13	5.35	40.28	27.43	0.06	0.05	0.02
B	B1	B11	5.46	39.63	26.46	0.07	0.06	0.04
		B12	6.15	43.34	29.08	0.08	0.09	0.05
		B13	5.27	37.38	25.96	0.10	0.13	0.08
	B2	B21	4.92	36.46	25.24	0.08	0.15	0.06
		B22	6.40	44.89	30.52	0.09	0.08	0.07
	B3	B31	5.29	38.13	26.40	0.09	0.17	0.08
	B4	B41	6.64	45.64	31.15	0.09	0.09	0.06
		B42	7.08	48.78	33.41	0.10	0.11	0.08
		B43	6.84	46.09	32.15	0.12	0.08	0.07
	B5	B51	6.63	46.42	32.28	0.06	0.07	0.05
		B52	7.01	48.53	32.31	0.13	0.14	0.10
		B53	6.62	47.37	32.07	0.03	0.07	0.06
C	C1	C11	7.07	49.16	33.18	0.10	0.13	0.08
		C12	7.31	50.34	34.19	0.11	0.07	0.07
		C13	7.11	50.95	33.39	0.06	0.12	0.07
	C2	C21	5.56	41.58	27.08	0.06	0.03	0.03
		C22	7.91	52.46	36.18	0.11	0.16	0.10
		C23	5.58	39.81	26.73	0.10	0.07	0.06
	C3	C31	6.94	48.54	33.27	0.09	0.09	0.06
D	D1	D11	7.73	51.04	35.20	0.09	0.09	0.08
		D12	7.89	56.96	36.49	0.12	0.18	0.09
		D13	5.99	41.68	29.08	0.10	0.16	0.09
E	E1	E11	6.67	47.51	30.97	0.07	0.14	0.06
		E12	6.40	43.04	30.47	0.08	0.14	0.06
		E13	6.22	44.63	30.20	0.10	0.11	0.07
	E2	E21	5.90	43.21	29.38	0.09	0.12	0.06
		E22	6.17	43.34	29.66	0.08	0.13	0.06
		E23	6.08	42.35	29.31	0.10	0.11	0.09
	E3	E31	6.07	44.75	30.80	0.10	0.14	0.10
		E32	5.88	41.49	28.89	0.05	0.11	0.06
		E33	6.33	45.06	30.82	0.05	0.06	0.03
	E4	E41	5.83	42.25	29.14	0.05	0.07	0.04
F	F1	F11	7.26	48.83	33.69	0.09	0.07	0.07
		F12	6.30	44.16	30.71	0.02	0.06	0.04
		F13	6.41	44.36	31.33	0.08	0.05	0.04
	F2	F21	5.98	42.45	29.28	0.06	0.06	0.03
G	G1	G11	5.88	41.46	28.50	0.07	0.07	0.03
		G12	6.01	40.59	29.05	0.08	0.06	0.05
		G13	5.80	41.19	28.64	0.07	0.09	0.06
平均			6.3	44.4	30.3			

(3) 連結板の接合面処理

新しく取り付ける鋼部材の表面処理は、無機ジंक面とするため、本試験の連結板の接合面処理は、1種ケレンの後に無機ジंकとし、その設計膜厚は土木工事共通仕様書に基づき $75\mu\text{m}$ とした。また、無機ジंकリッチペイントの施工後の乾燥膜厚を、電磁膜厚計（㈱サンコウ電子研究所製、SWT-8000II）を用いて測定した。測定位置は図-4.8 に示すとおり、連結板の4つのボルト孔のそれぞれボルト孔端から約10mm程度の箇所とし、1つの試験体当たり、母板との接合面となる連結板片側の8点×2の計16箇所であり、1箇所につき5回ずつ塗装膜厚を計測した。塗装膜厚の測定状況を写真-4.6に、塗装膜厚の測定結果を表-4.9にそれぞれ示す。測定の結果、連結板の無機ジंक膜厚は、平均 $87.2\mu\text{m}$ （変動係数は0.136）であった。

なお、連結板の表面処理として、ブラスト処理したものは、十点平均粗さ Rz_{JIS} が平均で $73.8\mu\text{m}$ であった。

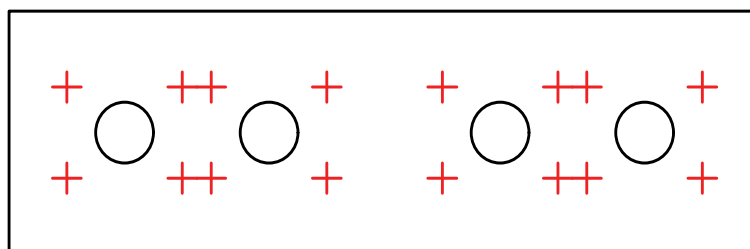


図-4.8 連結板の塗装膜厚測定箇所

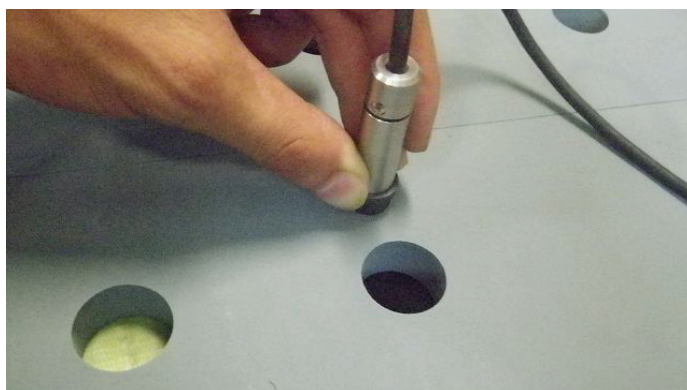


写真-4.6 塗装膜厚測定状況

表-4.9 塗装膜厚の測定結果一覧

Case	供試体No			塗装膜厚 (μm)						
				孔1	孔2	孔3	孔4	平均		
A	A1	A11	A	93.8	94.7	103.6	87.9	95.0		
			B	90.3	95.4	95.2	88.8	92.4		
		A12	A	77.9	80.2	91.4	84.8	83.6		
			B	89.3	103.4	98.5	97.3	97.1		
		A13	A	84.5	96.9	89.5	86.0	89.2		
			B	74.7	76.4	85.0	85.0	80.2		
B	B1	B11	A	85.1	85.3	89.0	101.8	90.3		
			B	101.0	108.2	95.5	87.0	97.9		
		B12	A	70.4	81.7	75.9	74.1	75.5		
			B	106.7	125.2	116.2	120.9	117.2		
		B13	A	89.4	93.7	95.5	101.0	94.9		
			B	99.4	101.2	93.3	92.5	96.6		
		B2	B21	A	81.2	79.9	96.6	93.2	87.7	
				B	128.7	119.8	101.5	104.3	113.5	
	B22		A	72.8	75.2	79.8	67.7	73.8		
			B	67.8	77.8	86.3	84.9	79.2		
	B3	B31	A	96.2	100.6	110.2	90.2	99.3		
			B	92.5	96.2	98.1	87.3	93.5		
		C	C1	C11	A	64.8	76.5	70.2	77.3	72.2
					B	74.8	71.3	71.8	80.2	74.5
	C12			A	76.3	82.8	76.9	75.5	77.9	
				B	65.8	76.1	75.7	76.3	73.5	
C13	A			81.8	79.7	75.1	74.9	77.9		
	B			75.9	77.6	77.3	65.8	74.1		
C2	C21		A	104.6	114.3	112.6	102.5	108.5		
			B	96.8	97.6	94.7	90.7	94.9		
	C22		A	73.8	77.8	77.3	58.8	71.9		
			B	73.6	82.2	78.6	72.3	76.6		
	C23		A	84.8	95.2	86.7	81.4	87.0		
			B	93.6	121.5	127.4	96.5	109.7		
C3	C31	A	79.1	76.4	80.3	72.4	77.1			
		B	67.7	75.0	81.1	73.3	74.3			
D	D1	D11	A	78.3	79.5	82.2	80.5	80.1		
			B	90.6	83.4	91.9	87.3	88.3		
		D12	A	78.1	80.9	86.9	71.4	79.3		
			B	76.3	72.3	75.4	64.7	72.2		
		D13	A	118.9	118.3	112.1	109.0	114.5		
			B	75.8	83.4	88.9	86.5	83.6		
E	E1	E11	A	89.7	91.1	88.6	87.6	89.2		
			B	86.1	81.2	84.3	84.7	84.1		
		E12	A	87.8	110.1	84.3	78.9	90.3		
			B	83.0	92.6	82.6	83.9	85.5		
		E13	A	91.0	97.3	84.8	82.1	88.8		
			B	71.3	83.1	84.8	83.8	80.7		
	E2	E21	A	81.7	86.4	88.7	79.0	83.9		
			B	88.6	89.3	99.5	93.8	92.8		
		E22	A	73.3	84.8	86.8	83.4	82.1		
			B	85.7	92.8	96.0	84.7	89.8		
		E23	A	86.5	86.5	83.4	82.5	84.7		
			B	85.4	84.1	84.2	73.5	81.8		
	E3	E31	A	87.4	85.2	82.7	74.2	82.4		
			B	87.3	90.5	97.4	84.6	89.9		
		E32	A	100.9	93.5	86.6	70.1	87.8		
			B	84.5	95.4	82.7	72.0	83.6		
		E33	A	83.8	90.7	81.8	77.1	83.3		
			B	69.6	92.1	100.5	101.6	90.9		
	E4	E41	A	77.7	100.0	114.3	113.2	101.3		
			B	92.9	98.0	90.6	87.4	92.2		
F	F1	F11	A	72.0	79.6	88.4	74.7	78.7		
			B	62.5	80.2	79.9	70.2	73.2		
		F12	A	89.9	94.9	95.1	82.7	90.6		
			B	89.8	88.8	82.8	80.1	85.4		
		F13	A	86.7	100.5	99.2	92.6	94.7		
			B	81.7	80.4	85.4	81.7	82.3		
	F2	F21	A	91.4	94.4	84.5	88.5	89.7		
			B	84.5	87.2	78.4	79.5	82.4		
G	G1	G11	A	75.2	75.9	91.7	91.4	83.5		
			B	86.5	91.0	89.8	89.5	89.2		
		G12	A	80.0	85.1	86.5	85.3	84.2		
			B	86.2	92.9	99.1	90.6	92.2		
		G13	A	77.9	83.0	84.6	75.5	80.2		
			B	97.2	104.8	111.0	92.5	101.4		
平均				84.5	89.9	89.8	84.5	87.2		

(4) ボルト軸力のキャリブレーション

供試体のボルトの締め付けに先立ち、ボルト軸力のキャリブレーションを行うために、高力ボルト 5 本を用いて、図-4.9 に示すようにボルト軸部に 2 枚のひずみゲージを対称かつ平行に貼り、ボルト軸部のひずみを計測した。なお、ボルト 1 本につき 3 回の载荷を行い、合計 15 回の平均を算出した。キャリブレーション試験の状況を写真-4.7 に、キャリブレーション結果を表-4.10 に、得られた荷重－ひずみ関係の一例を図-4.10 にそれぞれ示す。

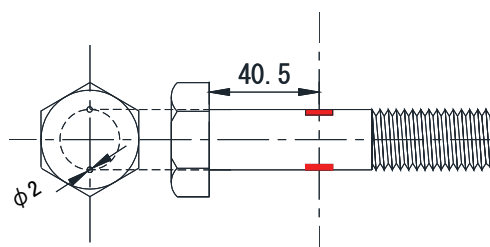


図-4.9 ボルト軸部のひずみゲージ貼付位置 (単位 : mm)



写真-4.7 キャリブレーション試験の状況

表-4.10 キャリブレーション結果

ボルトNo.	校正係数(3回平均)	
	1, 2回目	3回目
1	0.06096	0.06036
2	0.06090	0.06084
3	0.06098	0.06091
4	0.06100	0.06096
5	0.06089	0.06070
平均	0.06094	0.06075

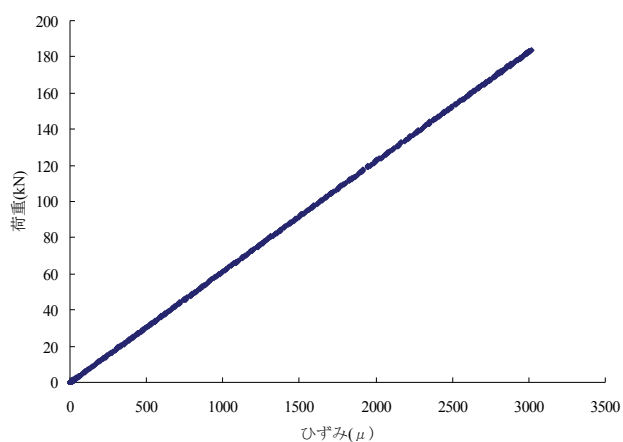


図-4.10 荷重－ひずみ関係の一例

(5) 供試体の組み立て

供試体の組み立ては、写真-4.8 に示すようにまず凹部に接着剤を充填し、接合面全面に接着剤を薄塗りとした後、母板と連結板の孔位置を合わせて組み立てた。その後、仮ボルトを組立用スパナで力いっぱい締めた状態（スナッグタイト）で締め付け、余剰な接着剤を排出し接着剤厚を極めて薄くした状態で養生した。なお、スナッグタイトでの締め付けによるボルト軸力を計測したところ、導入軸力は表-4.11 に示すように、平均で 46kN 程度であった。



写真-4.8 接着剤の充填・塗布状況

表-4.11 スナッグタイト測定結果

回数	導入軸力(kN)	平均軸力(kN)
1回目	48.6	45.7
2回目	43.2	
3回目	41.7	
4回目	49.4	

仮ボルトで締め付けた供試体を 1 週間の養生後に、仮ボルトを取り外し、キャリブレーション試験と同様にボルト軸部に対称かつ平行に 2 枚のひずみゲージを貼り付けた高力ボルトを、トルクレンチを用いて人力で締め付けた。導入軸力は、すべての高力ボルトに対して、ひずみゲージの値を監視し、キャリブレーションより得られた校正係数値を用い、設計ボルト軸力 165kN の 1 割増しを基準として、ボルト軸力 100%の供試体には 181.5kN を、ボルト軸力 50%の供試体には 90.8kN をそれぞれ目標とした。高力ボルトの締め付け状況を写真-4.9 に示す。

本試験は、表-4.7 に示すように 2 回に分けて行っており、接着剤の塗布作業日から試験日までの外気温と湿度の状況をそれぞれ図-4.11 に示す。なお、接着剤の塗布作



写真-4.9 高力ボルトの締め付け状況

業日から試験日までの外気の平均気温および平均湿度は、それぞれ 1 回目の試験で 20.4℃，50.6%，2 回目の試験では 8.8℃，50.4%であった。

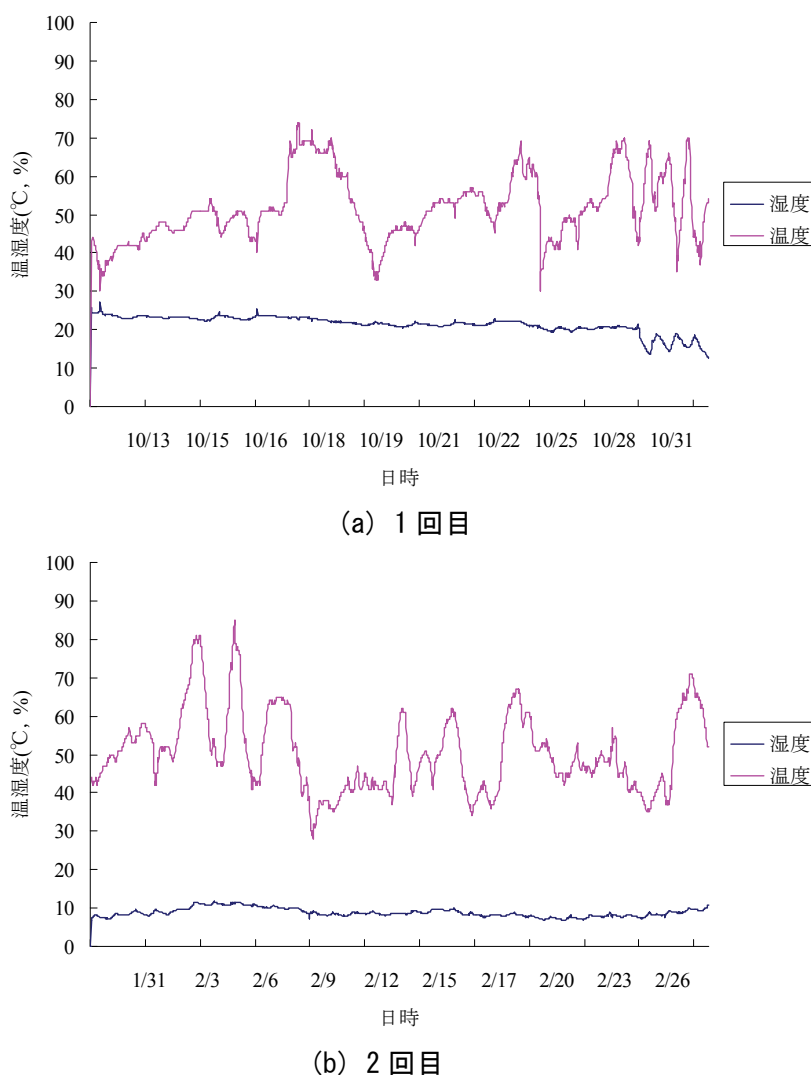


図-4.11 接着剤の塗布作業日から試験日までの温湿度の状況

4.4 引張試験

4.4.1 試験方法

供試体の引張試験は、大阪市立大学保有の載荷能力 1,000kN のアムスラー型万能試験機を用いて行った。載荷は、載荷速度 1kN/sec を目標として行った。なお、接着剤のクリープ変形およびボルト軸力のリラクセーションを考慮するため、締め付け完了から 1～2 週間後に試験を行った。載荷試験の状況を写真-4.10 に示す。載荷は両側の継手部がすべり荷重に達し、両側のボルト孔壁がボルト軸部にあたる支圧状態となるまで載荷した。なお、すべり荷重は、明瞭なすべり音もしくは明瞭な主すべりが生じた場合、主すべり発生直後に荷重が低下もしくは一定の値を保つため、そのときの初回のピーク荷重をすべり荷重と定義した。一方、緩慢なすべり

により明瞭な主すべりを生じない場合は、鋼構造接合部設計指針⁴⁻¹²⁾を参考に、ボルト位置での母板と連結板の相対変位が 0.2mm までに得られた荷重の最大荷重をすべり荷重と定義した。



写真-4.10 載荷状況

4.4.2 計測項目

本試験では、ボルト軸力、相対変位および鋼板のひずみを計測した。相対変位とひずみの測定箇所を図-4.12 に示す。4 本のボルト位置における母板と連結板の側面の相対変位と、母板間の相対変位を、クリップ式変位計（株式会社東京測器研究所製，RA-5）を用いて計測した。また、一部の供試体においては、母板と連結板の側面のひずみも測定した。測定位置は、基準面と断面①～⑤に対する上連結板（ヘッド側）、母板、下連結板（ナット側）の板厚中心位置とした。使用したひずみゲージは、1 軸ゲージ（株式会社東京測器研究所製，FLA-5-11-5LT）である。

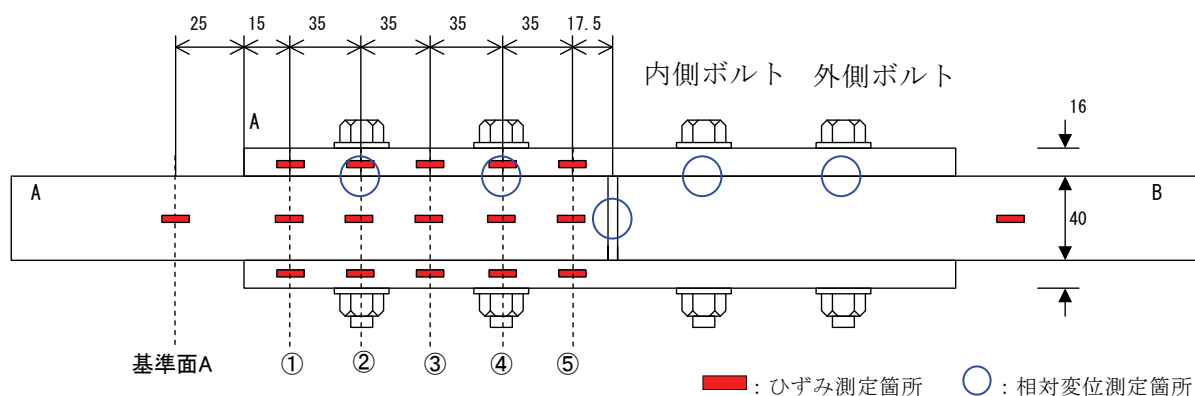


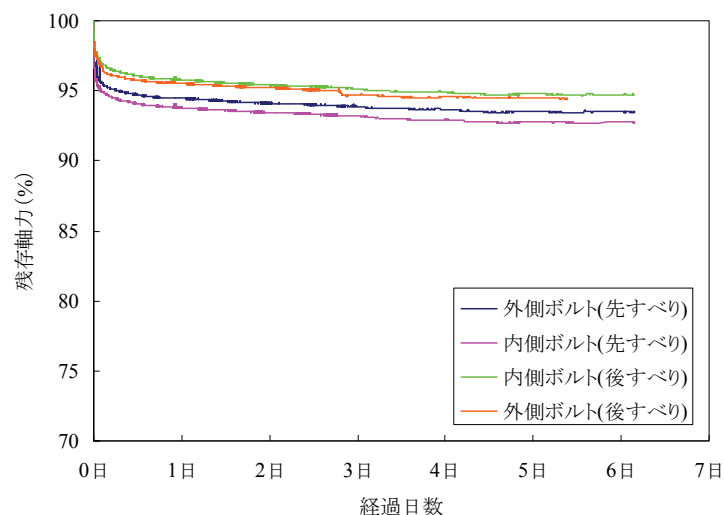
図-4.12 相対変位・ひずみ測定箇所（単位：mm）

4.5 試験結果と考察

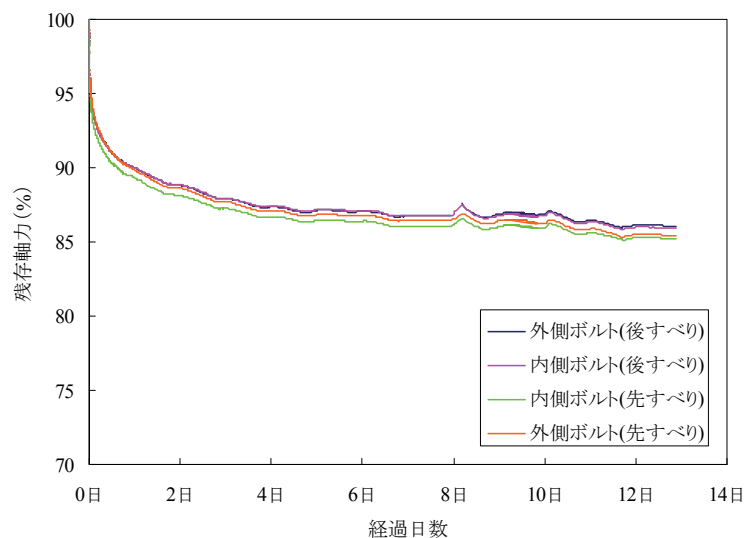
4.5.1 ボルト軸力

ボルトの締め付けから引張試験までの期間（1～2 週間）における高力ボルト軸力の経時変化の一例を図-4.13 に示す。なお、残存軸力は、各供試体における導入軸力に対する比率として

いる。最も軸力低下率が高い供試体 No.D1（図-4.13(b)）を見ると、締め付け完了直後に軸力の低下が大きく、その後は緩やかに軸力の低下が生じ1週間程度で軸力の低下は収束していることがわかる。



(a) No. B1



(b) No. D1

図-4.13 ボルト軸力の経時変化

次に、ボルトの締め付けから1週間後の平均軸力低下率を図-4.14に示す。これより、No.A1とNo.B1の平均軸力低下率はばらつきがあるものの、ともに6%程度であることから、接着剤の有無による差異は見られなかった。これは接着剤厚が極薄のため、接着剤のクリープ変形の影響は少なく、無機ジンクのクリープ変形による軸力低下への影響が支配的であると考えられる。また、ボルト孔直下以外に凹部が位置する供試体 Case-E~G の平均軸力低下率がすべて6%程度であり、No.B1と同等であることから、ボルト孔直下以外の凹部は、面積、深さ、個数に関わらず軸力低下に影響を及ぼさないことがわかった。

一方、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体の平均軸力低下率はNo.C1が11.4%、No.C2が

8.1%, No.C3 が 12.3%であり, ボルト孔直下以外に凹部が位置する供試体に比べ大きい値となった。また, No.C2 より No.C1 と No.C3 の軸力低下率が大きいことから, ボルト孔直下の凹部面積が大きくなると軸力低下率が大きくなることがわかる。これは, ボルトの締め付けに伴い連結板が局所的に塑性変形するためであり, 凹部の範囲が大きくなるに従い, 連結板の変形量も大きくなるためと考えられる。また, No.C1 と No.C3 の軸力低下率に差異が見られないことから, 凹部深さが 5mm と 2mm では軸力低下にほとんど影響しない結果となった。全供試体の中で最も軸力低下率が大きい供試体 No.D1 の平均軸力低下率は 15.4%であり, 凹部面積が最も大きく, ボルト軸力の影響範囲に接着剤を充填した凹部が位置することが, 軸力低下の原因となったものと考えられる。一方, 供試体 No.B4 は軸力低下率が最も小さく平均で 4%となった。これは, 母板と連結板の表面処理がブラスト処理であることから, 無機ジンクのクリープ変形に伴う軸力低下がないため, 他の供試体に比べ低い値になったと考えられる。

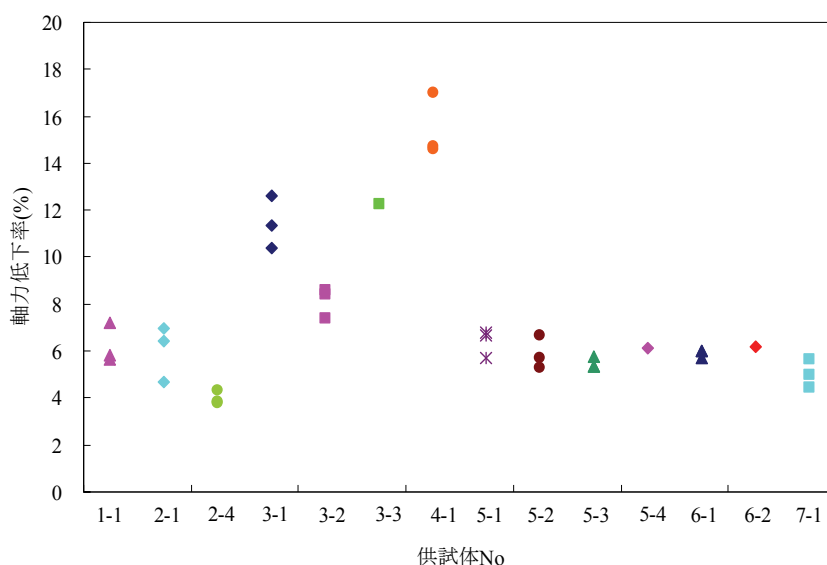


図-4.14 軸力低下率の比較

4.5.2 荷重と相対変位の関係

荷重と相対変位の関係を図-4.15 に示す。ここで, 相対変位は, 先にすべりが生じた側における内側ボルト軸上 (図-4.12 の④) の相対変位としている。また, 図中の供試体名称は, 例えば, No.B31 は No.B3 の 1 体目の供試体である。なお, 途中でデータが途切れている供試体は, 試験中にクリップ変位計が外れた供試体である。試験の結果, すべての供試体において, 荷重の増加に伴い相対変位が増加し, その後, 明瞭なすべり音の発生とともに, 荷重が低下したことが確認できた。

接着剤の有無の違いを把握するため, 凹部のない供試体 No.A11 と No.B11 の荷重-相対変位関係の傾き (以下, 剛性という。) を比較すると, No.A11 はすべりが生じるまでほとんど線形的な挙動を示すのに対して, No.B11 は 200kN 程度までは線形的に増加し剛性は高いが, 載荷荷重が大きくなるに従い剛性は低下し, 非線形の挙動を示している。この理由として, 相対変位は供試体の側面で計測しており, 接着剤が接合面全面に塗布された No.B11 では, 載荷荷重

が 200kN 程度までは、接着剤の効果によりボルト位置以外の箇所においても連結板と母板が拘束され、相対変位が大きくなると考えられる。また、供試体 No.B11 と No.B21 を比較すると、No.B21 のすべりが生じる 125kN までの荷重範囲で、No.B11 と No.B21 は同等の剛性を有していることから、ボルトの有無に関係なく、接着剤による拘束により、高い剛性を得たものと考えられる。

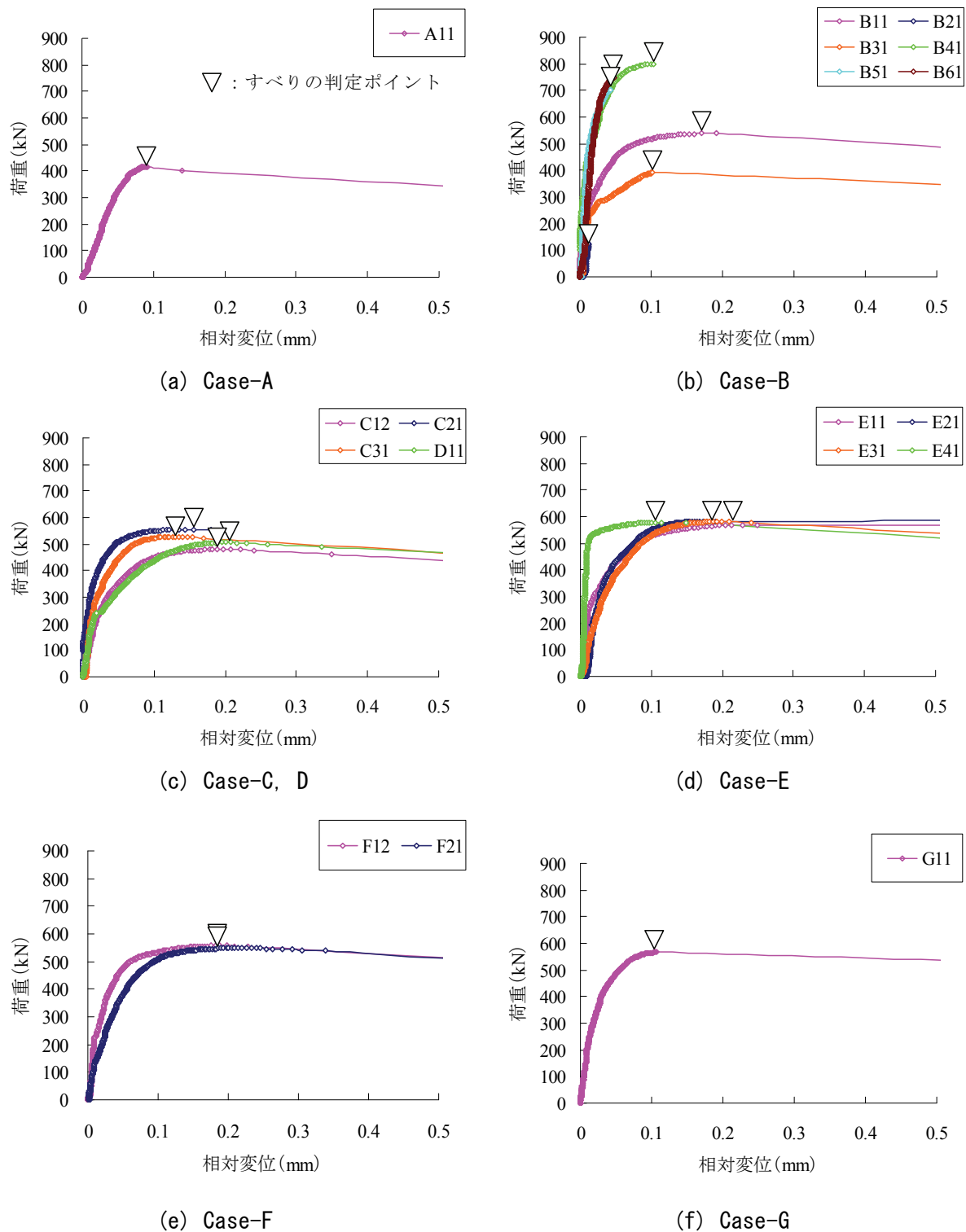


図-4.15 荷重と相対変位の関係

次に，供試体 No.A11，B11，B41 の剛性を比較するため，荷重とすべり側の内側ボルト位置で計測した相対変位の関係における 50kN ごとの荷重範囲の傾きを，最小 2 乗法を用いて線形近似式より算出した結果を図-4.16 に示す．これより，接着剤を塗布した No.B11，B41 は接着剤の効果により接着剤の無い No.A11 より高い剛性を得ていることがわかる．連結板に無機ジンクを塗布した No.B11 では，およそ 200kN 時までは No.A11 に比べ高い剛性を示すが，200kN 以降では，剛性が No.A11 と同等まで低下している．これは，200kN 以降では，無機ジンク，接着剤のせん断変形もしくは部分的にすべりが生じたためと考えられる．また，供試体 No.B41 では，600kN 程度まで高い剛性が保たれ，その後剛性が低下している．連結板の表面処理をブラスト処理とした No.B41 では，無機ジンクがなく接着剤のせん断変形のみであるため，高い剛性が得られたと考えられる．

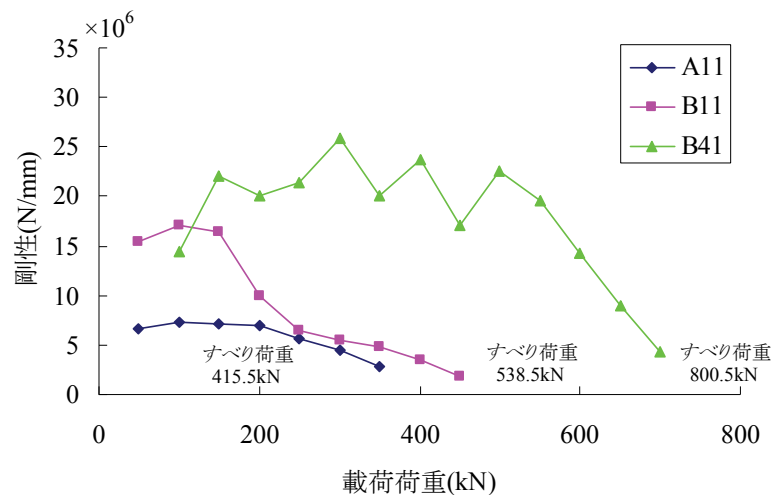


図-4.16 内側ボルト位置の剛性比較

4.5.3 すべり荷重と有効すべり係数

試験結果の一覧を表-4.12 に示す．また，高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数と比較するために，接着剤を併用した供試体のすべり係数（以下，有効すべり係数という．）を，高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案）^{4,7)}より式（4.2）を用いて算出した．なお，ボルト軸力は，設計ボルト軸力 165kN と，ボルトの締め付け完了から 1～2 週間後に行った引張試験の開始直前に計測したボルト軸力（以下，試験前軸力という．）の 2 種類を用いた．

$$\mu = \frac{P}{m \cdot n \cdot N} \quad (4.2)$$

ここで， μ ：有効すべり係数

P ：すべり荷重

m ：接合面の数（＝2）

n ：ボルト本数（＝2）

N ：設計ボルト軸力，試験前ボルト軸力

表-4.12 試験結果一覧

Case	供試体No.		試験前軸力 (kN)	軸力低下率 (%)		すべり荷重 (kN)		有効すべり係数 (設計軸力)		有効すべり係数 (試験前軸力)	
				供試体別	平均	供試体別	平均	供試体別	平均	供試体別	平均
A	A1	A11	170.2	7.2	6.2	415.5	426.8	0.63	0.65	0.61	0.62
		A12	174.5	5.9		434.0		0.66		0.62	
		A13	173.3	5.7		431.0		0.65		0.62	
B	B1	B11	178.4	7.0	6.0	538.5	551.0	0.82	0.83	0.75	0.79
		B12	172.9	6.4		556.0		0.84		0.80	
		B13	173.9	4.7		558.5		0.85		0.80	
	B2	B21	-	-	-	125.0	92.7	-	-	-	-
		B22	-	-		60.3		-		-	
	B3	B31	86.0	6.2	6.2	391.5	391.5	1.19	1.19	1.14	1.14
		B41	174.6	4.3		800.5		1.21		1.15	
	B4	B42	176.3	3.8	4.0	773.0	794.3	1.17	1.20	1.10	1.13
		B43	176.8	3.8		809.5		1.23		1.14	
		B51	-	-		701.5		-		-	
	B5	B52	-	-	-	706.5	702.2	-	-	-	-
		B53	-	-		698.5		-		-	
C		C1	C11	162.4		11.4		11.5		481.5	
	C12		159.2	12.6	477.0	0.72	0.75				
	C13		164.0	10.4	504.5	0.76	0.77				
	C2	C21	170.1	8.4	8.1	554.0	543.3	0.84	0.82	0.81	0.80
		C22	167.4	8.6		507.3		0.77		0.76	
		C23	174.3	7.4		568.5		0.86		0.82	
	C3	C31	160.6	12.3	12.3	526.0	526.0	0.80	0.80	0.82	0.82
D	D1	D11	156.0	14.7	15.4	505.0	501.8	0.77	0.76	0.81	0.81
		D12	156.8	14.6		490.5		0.74		0.78	
		D13	153.1	17		510.0		0.77		0.83	
E	E1	E11	176.2	5.7	6.4	570.0	559.7	0.86	0.85	0.81	0.81
		E12	171.4	6.8		573.5		0.87		0.84	
		E13	171.4	6.7		535.5		0.81		0.78	
	E2	E21	173.8	5.3	5.9	582.5	566.8	0.88	0.86	0.84	0.79
		E22	176.8	5.7		559.5		0.85		0.79	
		E23	189.0	6.7		558.5		0.85		0.74	
	E3	E31	178.4	5.3	5.5	581.5	557.5	0.88	0.84	0.82	0.80
		E32	171.9	5.8		557.0		0.84		0.81	
		E33	175.5	5.3		534.0		0.81		0.76	
	E4	E41	170.9	6.1	6.1	579.0	579.0	0.88	0.88	0.85	0.85
F	F1	F11	172.2	6.0	5.9	479.5	532.5	0.73	0.81	0.70	0.77
		F12	173.4	5.7		557.0		0.84		0.80	
		F13	175.9	6.0		561.0		0.85		0.80	
	F2	F21	174.0	6.2	6.2	547.0	547.0	0.83	0.75	0.79	0.79
G	G1	G11	176.0	5.0	5.0	567.0	578.8	0.86	0.88	0.81	0.83
		G12	174.3	5.7		589.5		0.89		0.85	
		G13	174.1	4.4		580.0		0.88		0.83	

■:1回目の試験 ■:2回目の試験

すべり荷重の比較を図-4.17に示す。これより、接着剤を塗布し、かつ100%で締め付けたすべての供試体において、接着剤を塗布していない供試体 No.A1 の平均すべり荷重 427kN より高いことがわかった。つまり、凹部の有無、位置、深さ、表面処理方法の違いに関わらず、接着剤を塗布した供試体のすべり荷重は、摩擦接合継手以上のすべり荷重を得ることができた。しかし、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体 Case-C, D のすべり荷重は 488～543kN であり、ボルト孔直下以外に凹部が位置する供試体 Case-E～G のすべり荷重 533～579kN より低い値となった。これは、ボルト孔直下に凹部が存在することによる軸力低下の増加が起因していると考えられる。また、連結板をブラスト処理し、接着剤を塗布し、ボルト軸力を 100%で締め付けた供試体 No.B4 が最も高いすべり荷重を得た。

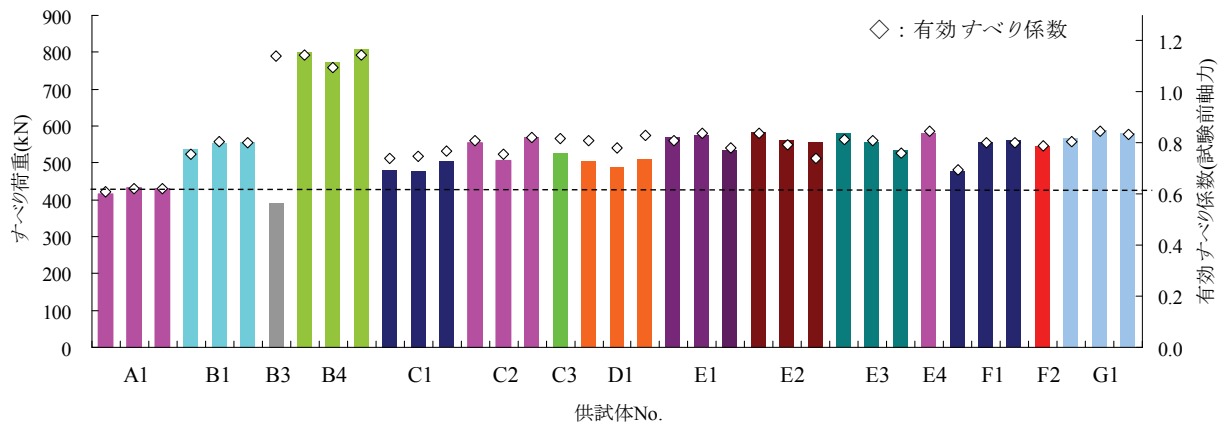


図-4.17 すべり荷重の比較

図-4.18, 4.19 に、設計ボルト軸力と試験前ボルト軸力の 2 種類で算出した有効すべり係数の比較をそれぞれ示す。

図-4.18 より、接着剤を塗布した全供試体において、No.A1 の平均すべり係数 0.65 に比べて、有効すべり係数は高くなる結果となった。これより、接合面に接着剤を塗布した継手においても、道路橋示方書・同解説⁴⁻¹³⁾において、接触面に条件を満足する無機ジンクを塗装する場合に規定されているすべり係数 0.45 以上を確保できることがわかった。ボルト孔直下に凹部が位置する供試体 No.C1, No.D1 では軸力低下が大きいため、設計ボルト軸力により算出した有効すべり係数は、それぞれ 0.74, 0.76 と他の供試体に比べおよそ 7%程度低い値となった。

また、図-4.19 より、試験前軸力を用いた有効すべり係数は、凹部の有無、位置、深さの違いに依存せず差は見られなかった。

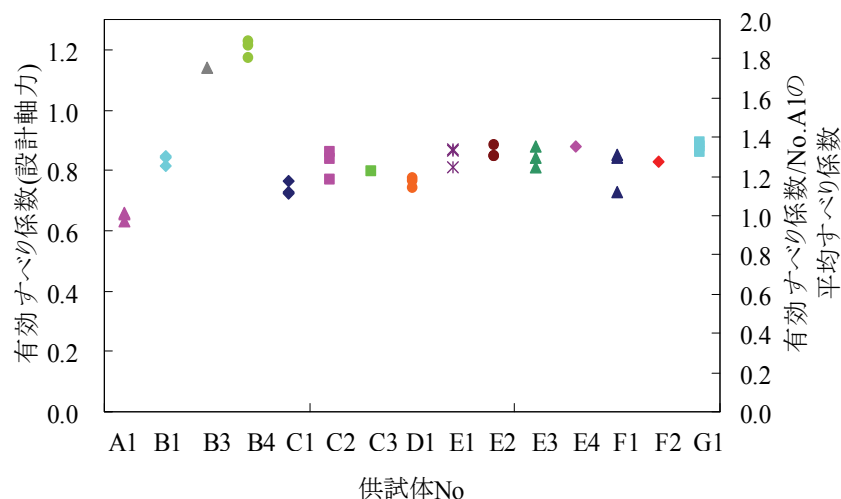


図-4.18 有効すべり係数（設計ボルト軸力）の比較

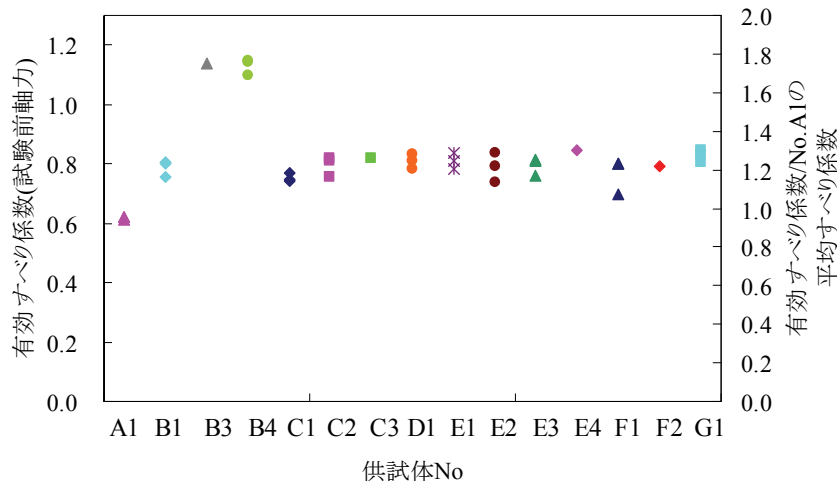


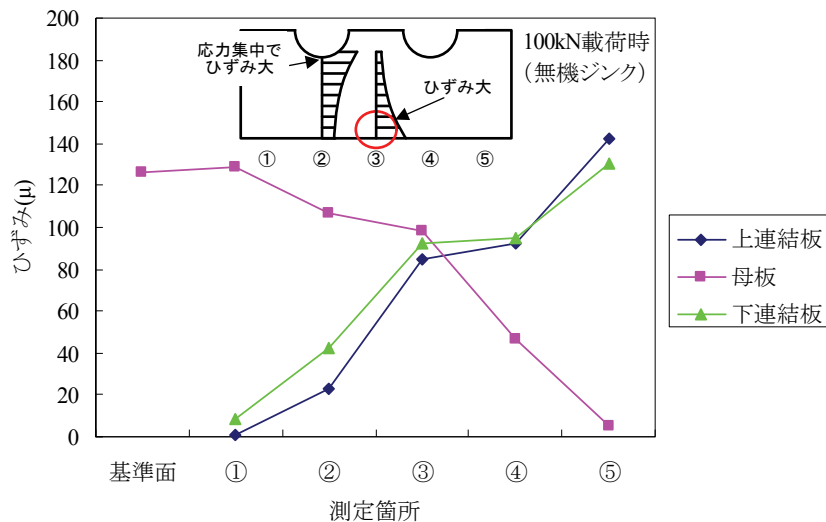
図-4.19 有効すべり係数（試験前ボルト軸力）の比較

4.5.4 荷重とひずみの関係

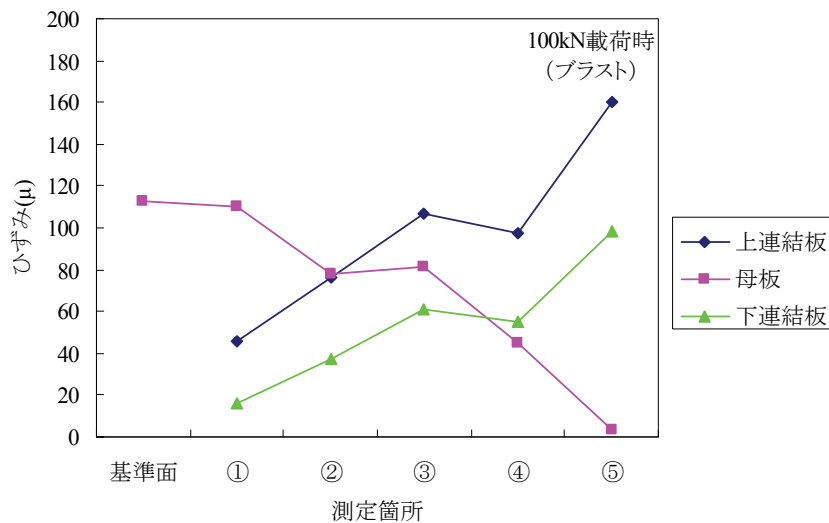
母板と連結板の側面に貼り付けたひずみの計測値について検討する．凹部のない供試体 No.B11 と No.B41 を対象に，鋼材が弾性範囲内であり，図-4.15 の荷重と相対変位の関係から，接合面に剥離やすべりが生じていないと考えられる 100kN 載荷時の各断面に生じるひずみ値を図-4.20 に示す．なお，上下連結板のひずみ値が同値でない場合でも，得られたひずみ値をそのまま示している．

両供試体ともに，母板のひずみは断面①（母板外側）から断面⑤（母板内側）に向かって次第に小さくなり，反対に上下連結板のひずみは断面①（連結板外側）から断面⑤（連結板内側）に向かって次第に大きくなる．また，断面③（ボルト間）のひずみが，断面②と断面④の平均よりも大きくなっている．ボルト孔のある断面よりもボルト間断面に大きなひずみが生じると考えられ，文献 4-14) の試験結果においても同様の傾向が見られている．これは，図-4.20(a) 中の模式図のように，ボルト孔のある断面②や断面④では，ボルト孔付近で応力集中が生じるために，コバ面よりもボルト孔付近のひずみが大きくなるが，板としての引張方向ののびを保持するために，断面③では板幅中央よりもコバ面のひずみが大きくなると考えられる．

連結板の表面を無機ジンクとした供試体 No.B1 では，断面①では，母板が荷重を負担し連結板は荷重を負担していないのに対し，断面⑤では，上下の連結板で荷重を負担している．一方，連結板の表面をブラスト処理した供試体 No.B4 では，断面①の上下連結板にもそれぞれ 46μ ， 17μ 程度のひずみが生じている．これは，連結板の表面がブラスト処理であるため，接着剤の効果により，供試体端部の断面において連結板と母板が一体化し，荷重の分担が行われたと考えられる．



(a) No. B1



(b) No. B4

図-4.20 側面ひずみの比較

4.5.5 接合面の状況

すべり試験終了後、供試体を解体して接合面の観察を行った。写真-4.11 に、先にすべりが生じた継手側の接合面の状況を示す。なお、写真の上段が連結板を、下段が母板を示している。

接着剤を塗布していない供試体 No.A1 では、連結板のボルト孔直下は無機ジンクの損傷が見られ、母板のボルト孔直下には無機ジンクが付着していることから、無機ジンクの凝集破壊であることがわかる。一方、接着剤を塗布した供試体では、接着剤の凝集破壊、もしくは無機ジンクの凝集破壊となる。連結板の表面をブラスト処理とした供試体 No.B4, B5 では、接合面全面で接着剤の凝集破壊であることが確認できた。

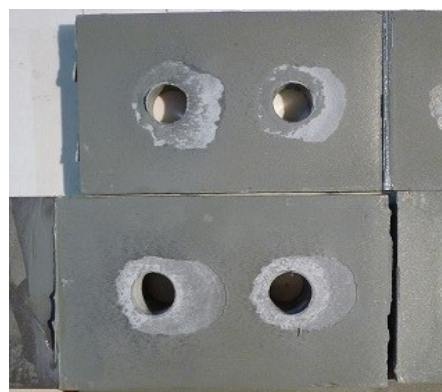
一方、連結板の接合面を無機ジンクとした供試体 No.B1 では、ボルト孔直下に接着剤の凝集破壊である白いすべり痕、ボルト孔直下以外では無機ジンクの凝集破壊が見られた。また、供試体 No.B2 (高力ボルトなし) は全面無機ジンクの凝集破壊であり、供試体 No.B3 (ボルト軸力 50%) では、供試体 No.B1 (ボルト軸力 100%) に比べ、ボルト孔直下のすべり痕の範囲 (接

着剤の凝集破壊の箇所)は、小さいことが見られる。これは、軸力の増加に伴い、無機ジンクのせん断強度が接着剤のせん断強度より高くなったためと考えられる。

また、凹部を有する供試体も同様の傾向があり、ボルト孔直下では接着剤の凝集破壊で、その他の箇所では無機ジンクの凝集破壊となる。しかし、ボルト孔直下に凹部が位置する Case-C, D においては、凹部の位置で、接着剤の凝集破壊が見られなく、無機ジンクの凝集破壊が確認された。これは、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体では軸力低下が大きく、接着剤のせん断強度が無機ジンクのせん断強度より高かったためと考えられる。



(a) No. A11



(b) No. B11



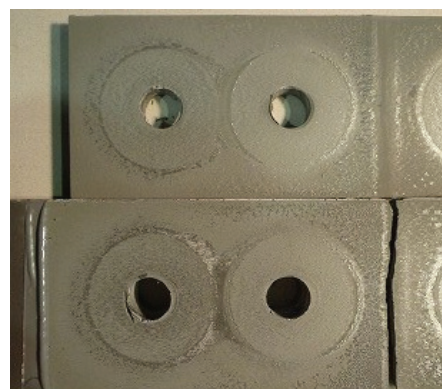
(c) No. B21



(d) No. B31

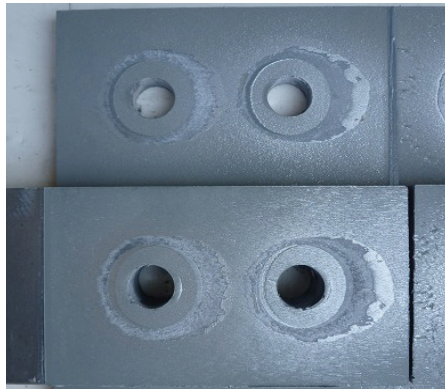


(e) No. B41

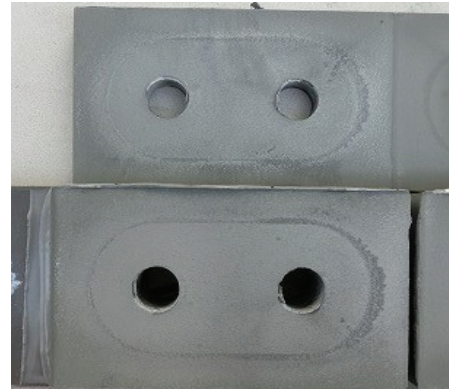


(f) No. C11

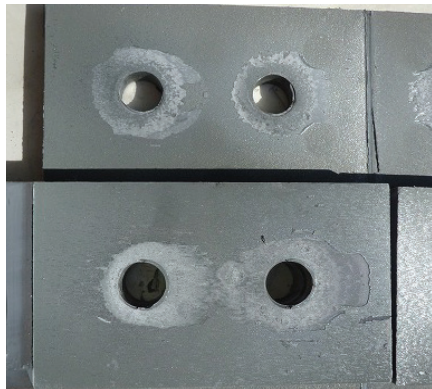
写真-4.11 試験後の接合面状況の例（上段：連結板，下段：母板）



(g) No. C21



(h) No. D12



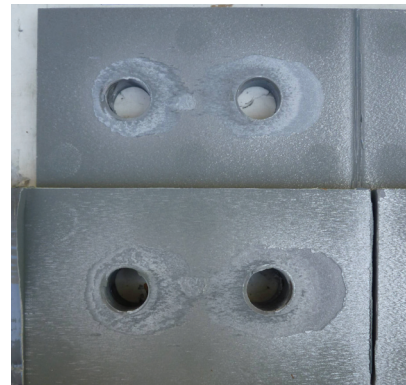
(i) No. E11



(j) No. E32



(k) No. F11



(l) No. G11

写真-4.11 試験後の接合面状況の例（上段：連結板，下段：母板）（続き）

供試体 No.F11 の接合面を，デジタル顕微鏡を用いて 175 倍率で観察した結果を写真-4.12 に示す．破壊箇所が無機ジンクか接着剤かの見分け方については，摩擦接合継手供試体 No.A1 と同様の破壊状態が無機ジンクの破壊と判断し，それよりも白色に見えるものを接着剤の破壊と判断した．写真-4.12 より，連結板に無機ジンクを塗布し，接着剤と高力ボルトを併用した供試体では，上記で述べたようにボルト孔直下では，接着剤の凝集破壊が生じているが，ボルト孔直下以外では，無機ジンクの凝集破壊ということが再度確認できた．ボルト孔直下以外では，連結板には無機ジンクの層は多く残っておらず，多くの無機ジンクが母板側に付着している．そのため，連結板の粗面が，母板に付着している無機ジンクを掘り込み，母板の無機ジンクに筋が入り光沢が見られたと考えられる⁴⁻¹⁵⁾．

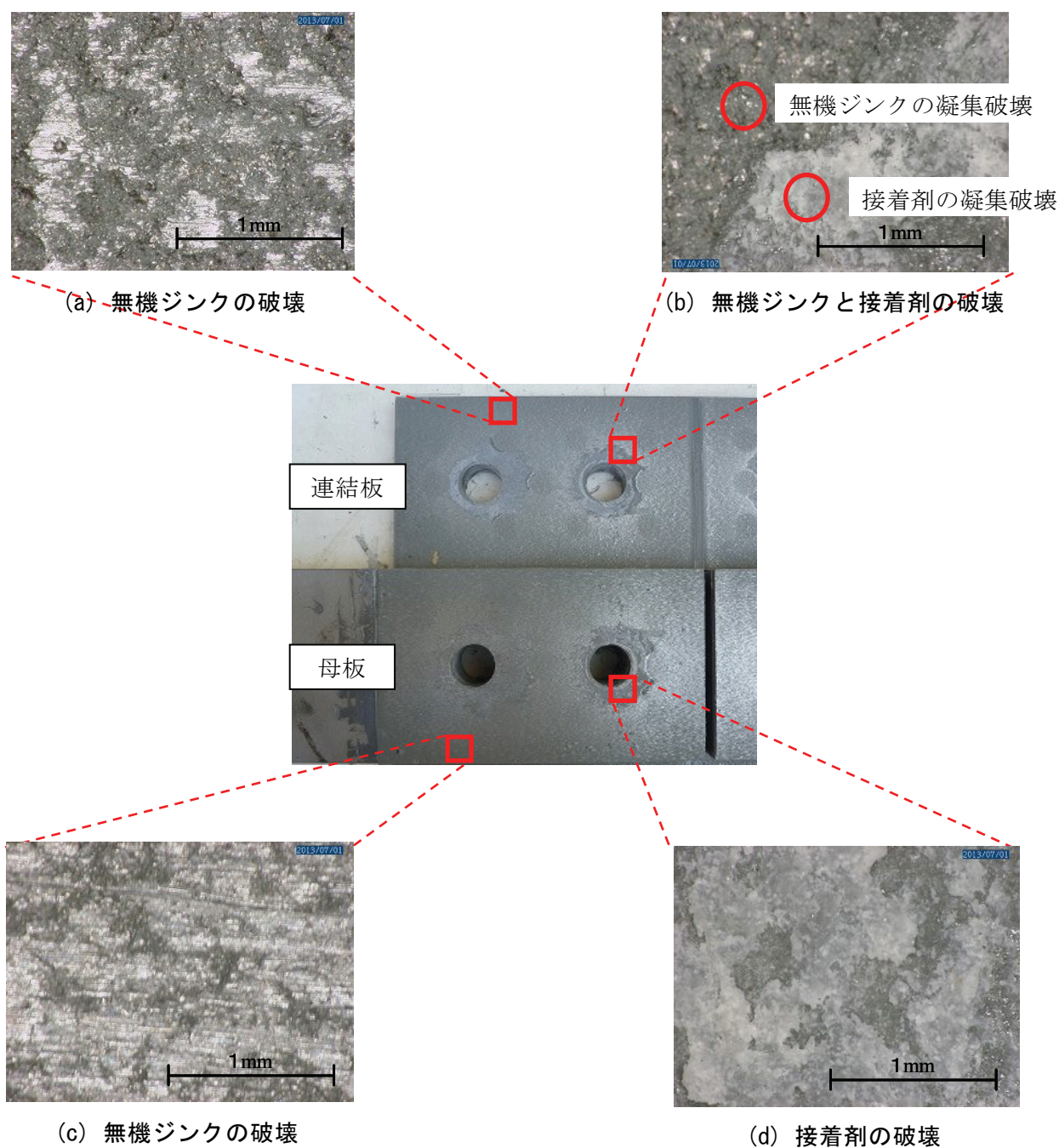


写真-4.12 No. F11 の接合面拡大写真

4.6 まとめ

腐食により生じる多様な形態の鋼板表面凹部に対するあて板補強の信頼性を確認するため、腐食減肉を模擬した接合面凹部に構造用接着剤（エポキシ樹脂）を充填し、接合面全体にも構造用接着剤を塗布した高力ボルト接合部のすべり耐力試験を実施し、腐食部に接着剤を用いたあて板接合部の最大耐力および有効すべり係数を評価した。また、凹部（接着剤充填部）に高力ボルトを配置した場合のボルト軸力の低下について検討した。得られた結論は以下のとおり

である。

- (1) 接合面に接着剤を塗布し高力ボルトを併用した供試体においても、高力ボルト摩擦接合継手供試体と同様に、荷重の増加に伴い母板と連結板の相対変位が増加し、その後、明瞭な音の発生とともに荷重が低下した。その際、発生する相対変位量についても、大きな差異は見られなかった。したがって、実務設計の簡便さから、高力ボルト摩擦接合継手の設計を基本とした設計が可能であると考えられる。
- (2) 凹部の有無、位置、深さ、連結板の表面処理方法に関わらず、本研究で用いた接着剤と高力ボルトを併用した供試体のすべり耐力は、摩擦接合継手供試体のすべり耐力以上であった。また、設計ボルト軸力を用いて算出した有効すべり係数は、0.45 以上を確保できた。
- (3) 試験前軸力を用いて算出した有効すべり係数では、凹部の有無、位置、深さの違いに依存せず差は見られなかった。一方、設計ボルト軸力を用いて算出した有効すべり係数を見ると、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体は、他の供試体より 7%程度小さくなる。これは、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体では、軸力低下が大きいためである。
- (4) 連結板表面が無機ジンクで凹部がない供試体において、接着剤の塗布後、スナッグタイト（導入軸力 46kN 程度）により接合面の余剰な接着剤を排出し、接着剤厚を極めて薄くしたところ、接合面の接着剤の有無に関わらず、軸力低下率は 6%程度で同等であった。このことから、接着剤のクリープ変形の影響は少なく、無機ジンクのクリープ変形による軸力低下への影響が支配的であると考えられる。
- (5) ボルト孔直下以外に凹部が位置する供試体の軸力低下率は 6%程度であり、ボルト孔直下以外に位置する凹部は、軸力低下に影響を及ぼさないことがわかった。一方、ボルト孔直下に $\phi 65\text{mm}$ の凹部が位置し、凹部同士が分離している供試体の軸力低下率は、凹部深さに関係なく 12%程度となった。また、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体の軸力低下率は、ボルト孔直下に凹部がない供試体の軸力低下率よりも大きく、また凹部の範囲が大きくなると軸力低下率が大きくなった。これは、ボルト孔直下に凹部が位置すると、ボルトの締め付けに伴う連結板の局所的な塑性変形に起因すると考えられ、凹部の範囲が大きくなるに従って、連結板の変形量が大きくなっていると考えられる。
- (6) 連結板表面が無機ジンクで接着剤と高力ボルトの併用した供試体は、外側の断面では母板が荷重を負担し、内側の断面では連結板が荷重を負担する。また、接着剤を塗布した場合の方が、供試体端部の拘束により、接着剤を塗布しない場合に比べ高い剛性を得ることができる。
- (7) 連結板表面がブラスト処理で接着剤と高力ボルトを併用した供試体は、100kN の载荷状態において、外側断面の連結板においても荷重を負担している。また、摩擦接合継手供試体や連結板表面が無機ジンクで接着剤と高力ボルトを併用した供試体より、高い剛性を得ることができる。
- (8) 試験終了後にすべり面を観察したところ、連結板表面が無機ジンクの供試体の場合、ボルト孔直下で接着剤の凝集破壊、ボルト孔直下以外では無機ジンクの凝集破壊となった。一方、連結板表面がブラスト処理の場合の破壊箇所は、接合面全面で接着剤の凝集破壊であ

った。

- (9) 以上のことから、腐食により減肉した鋼部材に対して接着剤と高力ボルトを併用したあて板補修を行う場合、腐食減肉部に配置した高力ボルトも有効とした高力ボルト摩擦接合継手（すべり係数は0.45）として設計を行うことが可能であると考えられる。ただし、その際に用いる接着剤は、補修現場における温度等の環境の変化に対して、本研究で用いた接着剤と同等の性能を有する必要がある。

[第4章 参考文献]

- 4-1) 土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，丸善，2009.3.
- 4-2) 日本鋼構造協会：鋼構造物への接着接合の適用－接着接合研究小委員会報告－，JSSC テクニカルレポート No.26，1993.11.
- 4-3) 名取暢，西川和廣，村越潤，大野崇：腐食部材の添接板補強に関する研究，土木学会論文集，No.682，I -56，pp.207-224，土木学会，2001.7.
- 4-4) 村越潤，田中良樹，船木孝仁：接合面にエポキシ樹脂を塗布したボルト継手の力学的挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.54A，pp.563-574，2008.3.
- 4-5) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター：高力ボルト接着接合継手を用いた補強技術に関する研究，平成23年度土木研究所成果報告書，<http://www.pwri.go.jp/jpn/seika/project/2011/pdf/sei-18.pdf>
- 4-6) 阪神高速道路株式会社：耐候性橋梁の腐食損傷補修要領，2011.9.
- 4-7) 森下太陽，藤井堅，森田和也，堀井久一，中村秀治：腐食した鋼板の鋼板接着による性能回復，構造工学論文集，Vol.57A，pp.747-755，2011.3.
- 4-8) 藤野太一，岡崎太一郎，堀井久一，緑川光正，麻里哲広：鋼材の二面せん断接着継手に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），2012.9.
- 4-9) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案），丸善，2006.12.
- 4-10) 丹波寛夫，木村聡，杉山裕樹，山口隆司：無機ジンクリッチペイント面とそれと異なる接合面処理がなされた高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力試験，構造工学論文集 Vol.58A，pp.803-813，2012.3.
- 4-11) 阪神高速道路株式会社：土木工事共通仕様書，2009.2.
- 4-12) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，pp.281-283，2006.3.
- 4-13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，丸善，2012.3.
- 4-14) 土木研究所，大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，2012.1.
- 4-15) 宇野暢芳，井上一朗，志村保美，脇山広三：固さが異なる鋼材間の摩擦係数に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，第494号，pp.123-128，日本建築学会，1997.4.

第5章 腐食した鋼桁端部の補修・補強設計法に関する検討

5.1 はじめに

既設の鋼道路橋の桁端部では、十分な維持管理が行われなかったり、損傷した伸縮装置からの漏水等により、支点上補剛材やウェブの腐食損傷が数多く報告されている^{5-1), 5-2)}。

鋼桁の支点部の設計については、道路橋示方書・同解説⁵⁻³⁾（以下、道示という。）において、軸方向圧縮力を受ける柱として設計するものとし、柱としての有効断面積は、補剛材断面および腹板のうち補剛材取付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとされている（図-5.1 参照）。したがって、柱としての有効断面積となる支点上補剛材やウェブが腐食し、減肉することは、鋼桁の耐力低下となる恐れがある。そのため、 V_0 ら⁵⁻⁴⁾は、腐食が原因で取り替えられた実鋼橋から腐食が集中している桁端部を取り出し、載荷実験と解析から残存耐力を明らかにしている。白倉ら⁵⁻⁵⁾、山口ら⁵⁻⁶⁾は、鋼桁端部が腐食減肉した場合の耐荷力を解析により明らかにしている。

腐食により減肉した鋼部材に対する補修方法の1つとして、高力ボルトを用いた鋼板あて板補修がある⁵⁻⁷⁾。独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター⁵⁻⁸⁾は、支点直上の腐食に対する補修方法を図-5.2 のとおり提案しているが、当て板が複雑となるとともに、ジャッキアップを伴うなど大がかりで手間がかかる施工になりやすいこと等から、新規部材と交換することが望ましい場合が多いと考えられる、と説明されている。また、第2章で示したように、支点部の腐食損傷に対して、図-5.3 のようなあて板補修を行う例もある。

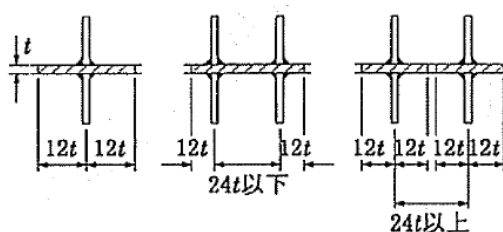


図-5.1 荷重集中点の腹板の有効幅⁵⁻³⁾

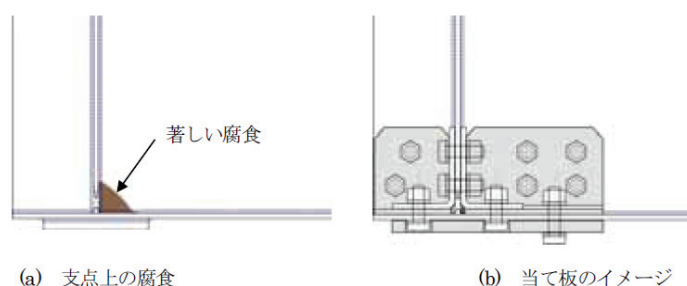


図-5.2 支点直上の腐食と当て板のイメージ⁵⁻⁸⁾

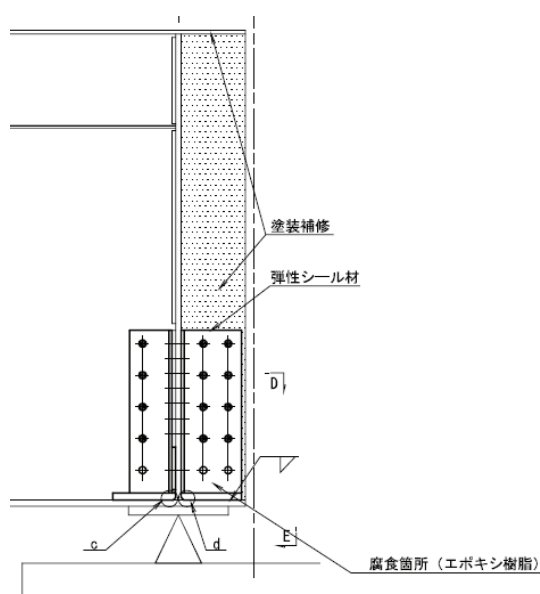


図-5.3 あて板補修の一例

一方、腐食により減肉した鋼桁端部にあて板補修を行う場合、主に防食を目的として、写真-5.1のように、腐食箇所にパテ状のエポキシ樹脂等を充填した上で高力ボルトを配置する例が見られる。この場合、エポキシ樹脂がすべり耐力に与える影響について不明確な点が多いため、エポキシ樹脂の接着力や、エポキシ樹脂部に配置した高力ボルトの軸力に伴うすべり耐力の増加を設計上考慮していない⁵⁻⁹⁾。したがって、これらの効果を把握し、設計上考慮することで、合理的な補修を行うことができると考えられる。

また、鋼桁端部は、写真-5.2に示すように、端横桁やガセットプレートを通じて横構が設置されているうえ、隣接する桁や橋台との遊間や橋脚梁上との隙間も狭く、支間部に比べて非常に狭隘な空間となっている。そのため、腐食損傷した鋼桁端部の補修方法として、簡易かつ合理的な方法が求められている。

そこで、本章では、第3章ならびに第4章の成果に基づき、本研究で提案する構造用接着剤と高力ボルトを併用した簡易かつ合理的な鋼板あて板補修方法を検証するため、腐食した鋼桁端部を事例として取り上げ、有限要素解析により腐食損傷による耐力低下のメカニズムを明らかにするとともに、実大スケールの鋼Ⅰ桁端部供試体を用いて載荷実験を行い、模擬腐食損傷に対する現行のあて板補修方法の安全性ならびに構造用接着剤を考慮したより簡易かつ合理的なあて板補修方法の実用性を検討するものである。



(a) 腐食部へのエポキシ樹脂充填



(b) あて板補修完了

写真-5.1 あて板補修事例



(a) 端横桁や横構の設置状況



(b) 橋台との隙間、桁下空間が狭い

写真-5.2 桁端部の狭隘な空間

5.2 腐食した鋼桁端部の補修方法に関する解析的検討

5.2.1 解析モデル

解析モデルの対象橋梁としては、阪神高速道路の本線において現在も供用中の鋼 I 桁の中から、供用年次が古い橋梁を選定することとした。また、5.3 で行う載荷実験と同様の対象モデルとするために、実験載荷装置の制約から比較的桁高の小さい橋梁を選定することとし、1969 年（昭和 44 年）10 月に竣工した鋼 I 桁（橋長 24m，幅員 17.7m，RC 床版厚 180mm，6 主桁）を選定した。モデルとした実橋の竣工図を図-5.4 に示す。

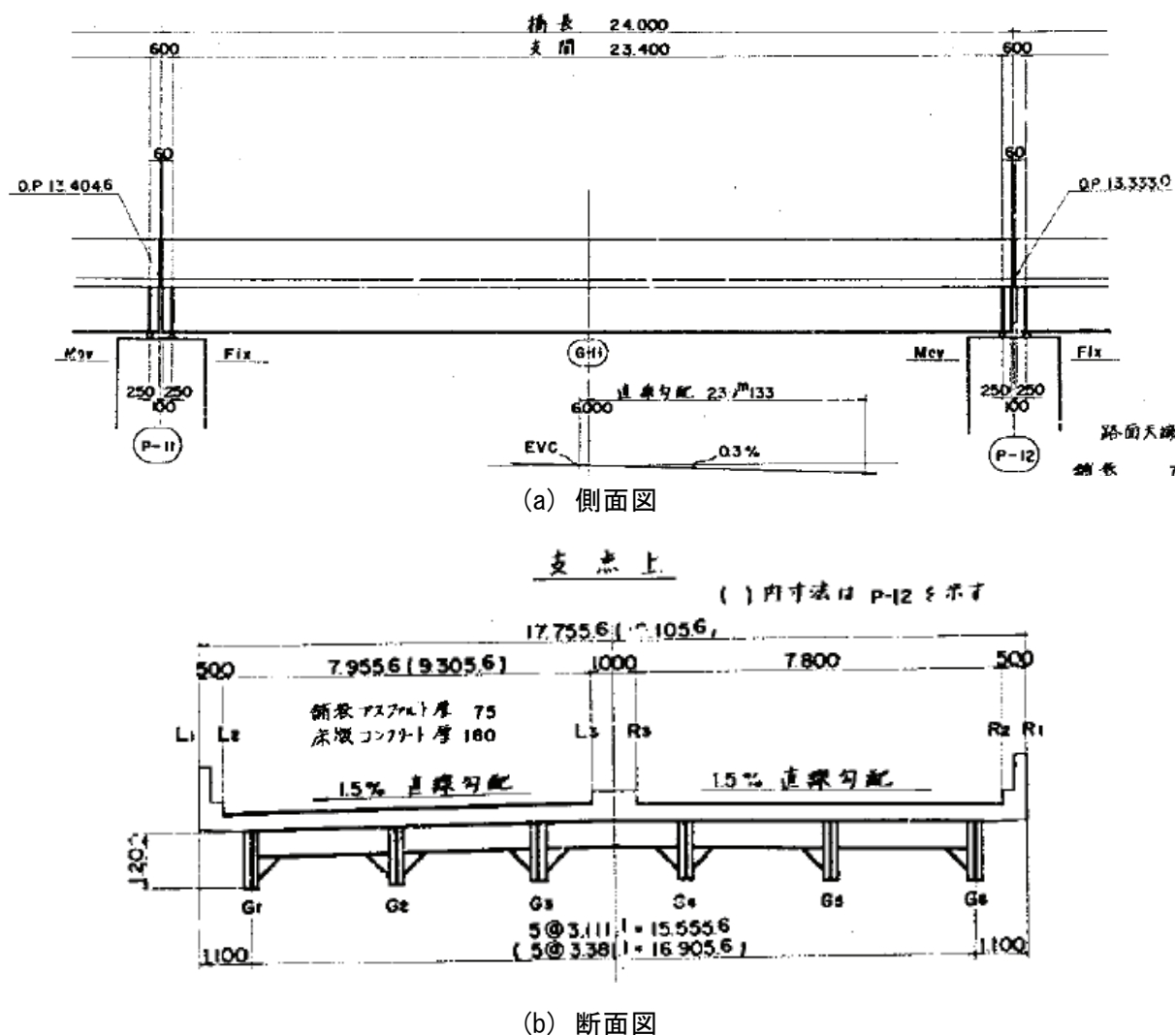


図-5.4 解析および実験供試体のモデルとした実橋

ここでは、腐食範囲および腐食量の違いが鋼桁の保有耐力の低下にどのような影響を及ぼすかを検討するために、図-5.4 に示す実橋の桁端部として、図-5.5 に示す検討対象モデルを設定し、解析モデルを図-5.6 のように作成した。なお、解析モデルは、試験区間 1 パネルと非試験区間 1 パネルの 2 パネル分である。モデル化にあたっては、載荷板およびソールプレートはソリッド要素とし、ウェブ、上下フランジ、支点上補剛材ならびに載荷点の補剛材はシェル要素

とした．載荷板と上フランジ，および下フランジとソールプレートはそれぞれ剛結とした．モデル化した 1 要素の大きさは約 $25\text{mm} \times 25\text{mm}$ とした．支承条件として，試験区間側の支承位置中心（支点上補剛材位置）をピン支持，非試験区間側の支承位置中心（支点上補剛材位置）をローラー支持とした．また，境界条件として，橋軸直角方向（桁の面外方向）は固定とした．各部材の材質はモデルとした実橋と合わせることにし，上フランジ，ウェブには SM490 材を用い，残りの部材には SS400 材とした．なお，載荷板は 75mm 厚の SS400 材とした．解析に用いる鋼材の機械的性質は，表-5.1 に示す規格値を用いた．

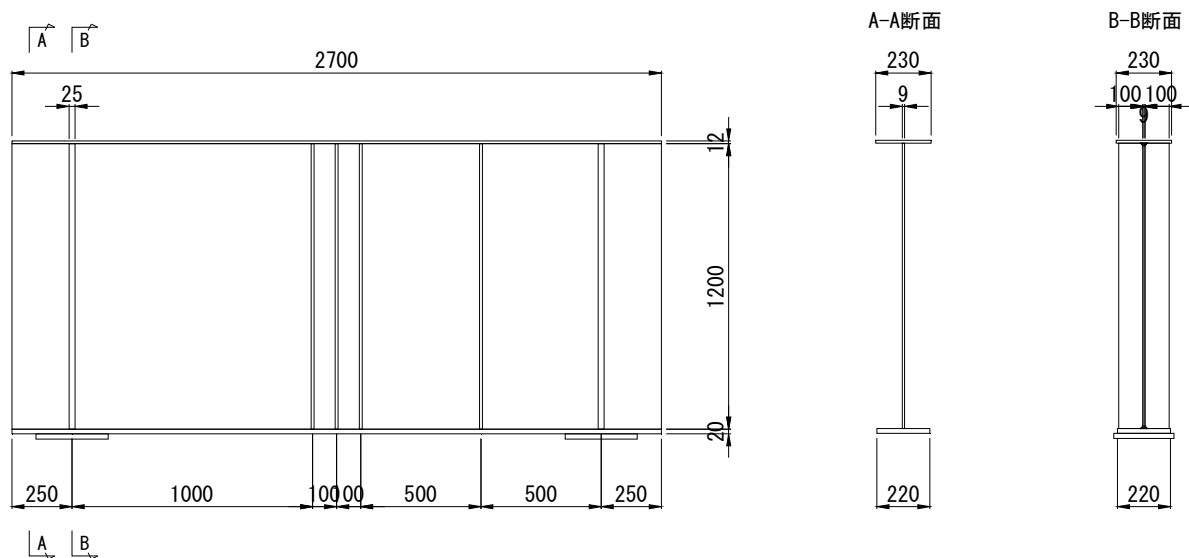


図-5.5 検討対象モデルの形状（単位：mm）

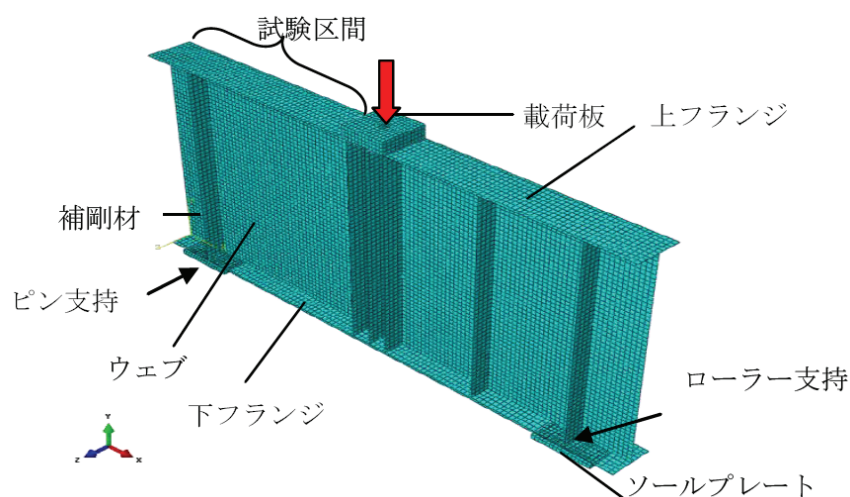



図-5.6 解析モデル

表-5.1 解析に使用した鋼材の機械的性質



部材	鋼材種別	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張耐力 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
載荷板	SS400	75	235	400	2.0×10^5	0.3
上フランジ	SM490	12	315	490	2.0×10^5	0.3
ウェブ	SM490	9	315	490	2.0×10^5	0.3
支点上補剛材	SS400	25	235	400	2.0×10^5	0.3
下フランジ	SS400	20	235	400	2.0×10^5	0.3
ソールプレート	SS400	22	235	400	2.0×10^5	0.3

5.2.3 解析方法

汎用有限要素解析コード ABAQUS (Ver.6.10) ⁵⁻¹⁰⁾を用い、弾塑性有限変位解析を行った。また、解析においては、桁端部が腐食した桁の保有耐力を検討することを目的に、載荷位置は桁の中央とし、-5.7の赤矢印に示す位置に鉛直方向下向きに変位を与えた。変位量は25mmを基本とし、25mmまで変位を与えても最大荷重が現れない場合は、50mmまで変位を与えた。

5.2.4 解析ケース

解析ケースは、健全なモデルと腐食により減肉したモデルとし、腐食により減肉したモデルについては、実橋に生じている損傷を模擬するため、実橋の損傷状況を調査することとした。

阪神高速道路の点検要領 ⁵⁻¹¹⁾では、腐食損傷に対しては、その部位毎の最大減肉量を計測し、写真とともに保全情報管理システムというデータベースに記録することとしている ⁵⁻¹²⁾。したがって、補修を行う場合には通常調査する腐食減肉範囲や、腐食範囲における減肉量の分布（腐食範囲にある基準長さあたりで作成したメッシュの格点における減肉量等）は、点検データとしては記録していない。また、腐食範囲についても、例えばウェブの下端からどの程度まで腐食減肉しているのか、記録していない。また、支点部の設計については、道示 ⁵⁻³⁾において、軸方向圧縮力を受ける柱として設計していることから、支点上補剛材とウェブが減肉していると耐荷力の低下が大きいと考えられる。そこで、保全情報管理システムに収納されている点検データから支点上補剛材とウェブ下端の減肉量が多いものを調査したところ、支点上補剛材下端では、-5.3に示すように、板厚26mmの補剛材が10mm減肉し残存板厚が16mmとなっていること、ウェブ下端では、-5.4に示すように、桁端側で欠損（貫通）していることを確認した。このことから、腐食により減肉したモデルの解析ケースとしては、厳しい腐食状態を考慮し、桁端側のウェブと支点上補剛材の2部材が同時に腐食したケースを取り扱うこととした。

解析においては、支点上補剛材下端とウェブ下端の減肉範囲を変化させることとした。桁端側のウェブの減肉範囲としては、橋軸方向には支点上補剛材から桁端部までの全範囲（250mm）を減肉させることとし、減肉高さをウェブ下端から50mmと100mmの2通りとした。なお、腐食を模擬した減肉範囲は欠損（貫通）した状態とした。次に、支点上補剛材の減肉範囲としては、支点上補剛材下端からの減肉高さを50mmと100mmの2通り、残存板厚を12.5mm（元

の板厚の 1/2 に減肉)と 6.25mm (元の板厚の 1/4 に減肉) の 2 通りとし, それらを組み合わせた 4 通りとした. したがって, 解析ケースとしては, これらを組み合わせた 8 通りと, 健全モデル 1 通りの合計 9 通りとした. 解析ケースを表-5.2 に示す.



写真-5.3 支点上補剛材の減肉 (10/26mm) とその拡大写真



写真-5.4 ウェブ下端の欠損 (貫通) とその拡大写真

表-5.2 解析ケース

解析ケース	ウェブ桁端側の減肉	支点上補剛材の減肉	
	減肉範囲	減肉高さ	減肉範囲の板厚
Case-A	—	—	—
Case-B	250×100mm	100mm	12.5mm
Case-C	250×100mm	100mm	6.25mm
Case-D	250×100mm	50mm	12.5mm
Case-E	250×100mm	50mm	6.25mm
Case-F	250×50mm	100mm	12.5mm
Case-G	250×50mm	100mm	6.25mm
Case-H	250×50mm	50mm	12.5mm
Case-I	250×50mm	50mm	6.25mm

5.2.5 解析結果

(1) 荷重と鉛直変位の関係

各解析ケースの荷重と鉛直変位の関係を図-5.7に示す。なお、鉛直変位は載荷位置である桁中央の鉛直方向変位（下向き正）である。これより、すべての解析ケースにおいて、鉛直変位の増加に伴い荷重が増加し、最大荷重の後、荷重が低下している。なお、Case-E, Iにおいては、荷重が低下した後、再度荷重が増加することも見られる。これは、支点上補剛材の残存板厚が6.25mmと小さく、減肉高さが50mmと小さいため、支点上補剛材の減肉箇所が座屈した後、減肉箇所上部の健全な支点上補剛材部が、下フランジもしくは座屈して変形した支点上補剛材減肉部と接触したためと考えられる。

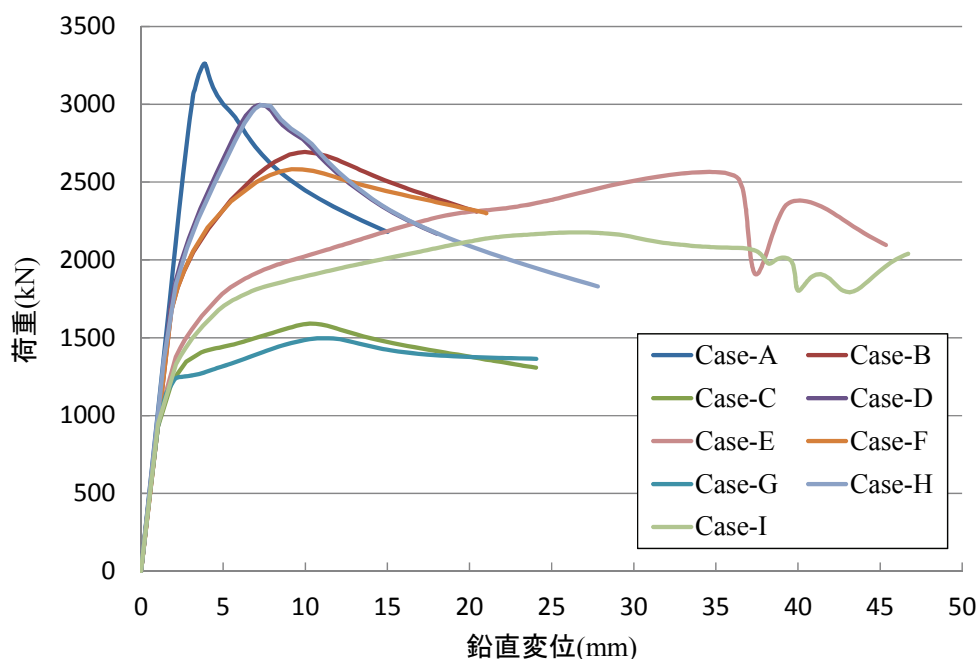


図-5.7 荷重と鉛直変位の関係

各解析ケースの最大荷重と健全モデルの最大荷重に対する比率を表-5.3 および図-5.8に示す。これより、減肉したモデルは、すべて健全なモデルよりも最大荷重が小さくなっている。

ウェブ桁端側の腐食範囲の高さの差が最大耐荷力に及ぼす影響を把握するため、支点上補剛材の減肉が同等（減肉高さ50mm、減肉範囲の板厚12.5mm）であり、ウェブ桁端側の腐食範囲の高さを変えたCase-DとCase-Hの健全モデルに対する最大荷重の比率を比較すると、ともに約92%で同等である。これより、ウェブ桁端側の腐食高さは最大耐荷力にあまり影響を及ぼさないことがわかる。なお、これは、Case-CとCase-Gの比較でも同じことがいえる。

次に、支点上補剛材の減肉範囲の板厚の差が最大耐荷力に及ぼす影響を把握するため、Case-BとCase-Cの健全モデルに対する最大荷重の比率を比較すると、Case-Cは約49%と約1/2まで低下しており、Case-Bの約83%に比べて大きく低下している。これより、支点上補剛材の減肉範囲の残存板厚が最大耐荷力に大きな影響を及ぼすことがわかる。

また、支点上補剛材の減肉高さの差が最大耐荷力に及ぼす影響を把握するため、Case-Bと

Case-D の健全モデルに対する最大荷重の比率を比較すると、Case-B の約 83%に対し、Case-D は約 92%と、約 9%の差となっている。これより、支点上補剛材の減肉高さは、最大耐荷力にある程度は影響を及ぼすものの、減肉範囲の板厚の差ほどの影響ではないことがわかる。

表-5.3 各解析ケースの最大荷重

解析ケース	最大荷重(kN)	Case-A の最大荷重に対する比率
Case-A	3260.6	—
Case-B	2693.1	0.83
Case-C	1590.4	0.49
Case-D	2997.1	0.92
Case-E	2565.5	0.79
Case-F	2582.6	0.79
Case-G	1497.0	0.46
Case-H	2994.8	0.92
Case-I	2176.9	0.67

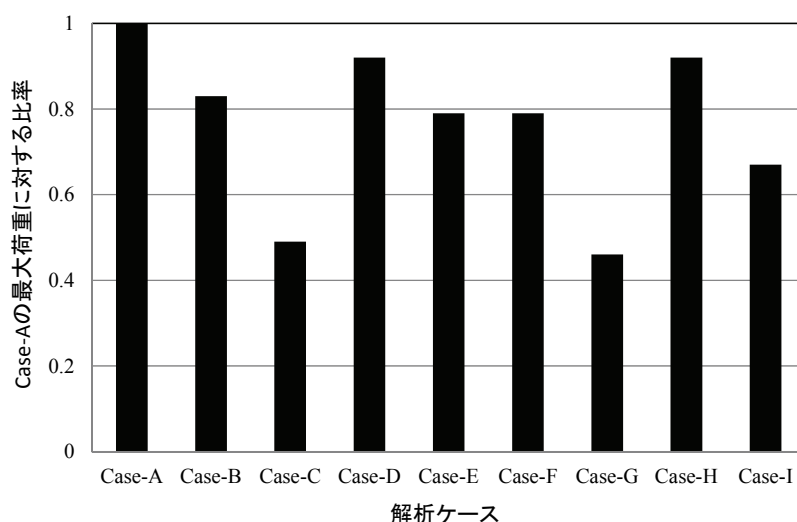
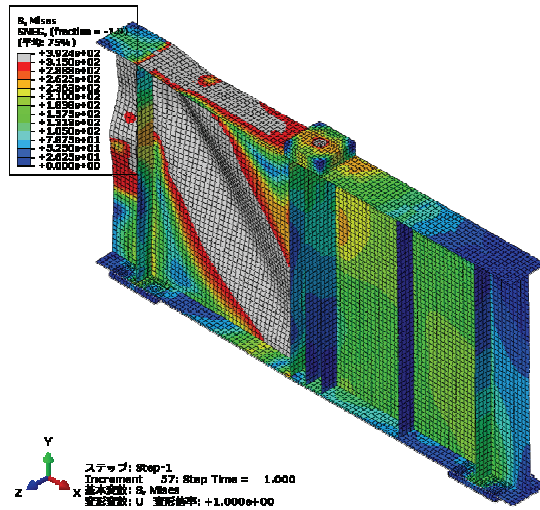


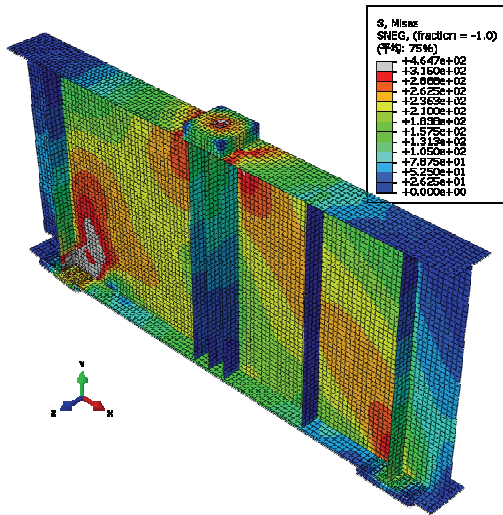
図-5.8 最大荷重の比較

(2) 応力コンター図と崩壊モード

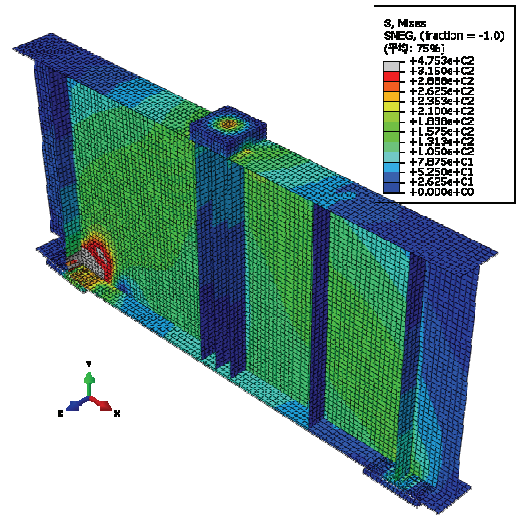
各解析ケースの最大荷重時における応力コンター図を図-5.11 に、Case-B と Case-C の最大荷重時の応力コンター図の拡大図を図-5.12 に、各解析ケースの崩壊モードを表-5.4 にそれぞれ示す。これより、Case-D では、支点上補剛材の減肉部分は降伏に達しているものの、ウェブ全体に応力が分布しており、ウェブが荷重を受けていることがわかる。一方、Case-B では、補剛材欠損部に応力が集中しており、ウェブが十分な荷重を受ける前に補剛材が座屈したため、桁の耐荷力（最大荷重）が大きく下がったと考えられる。



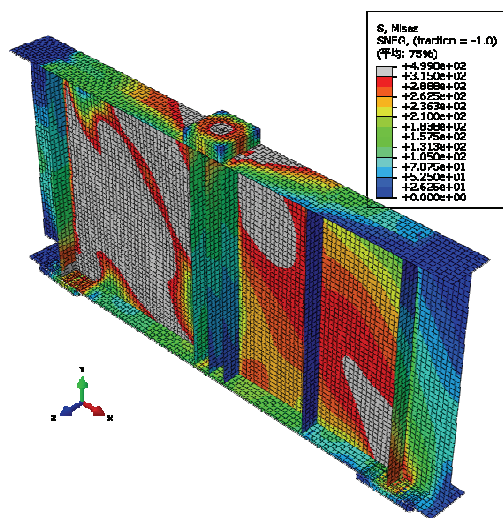
(a) Case-A



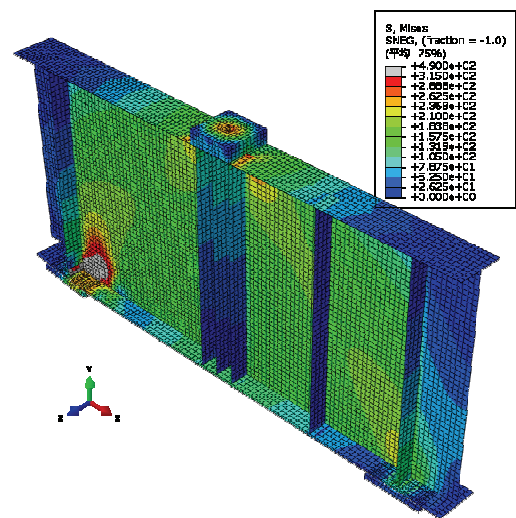
(b) Case-B



(c) Case-C

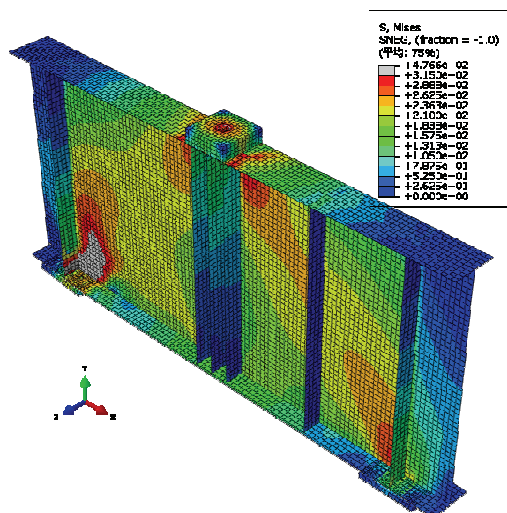


(d) Case-D

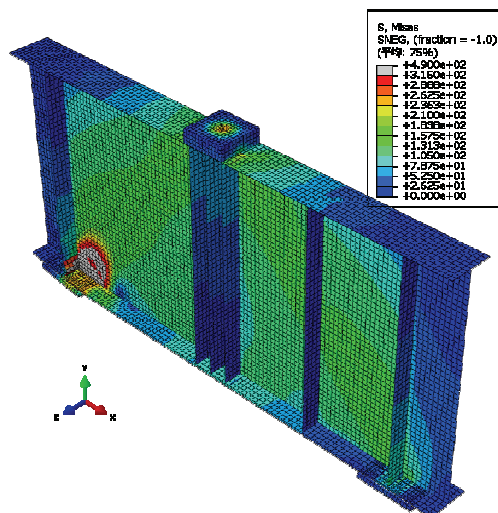


(e) Case-E

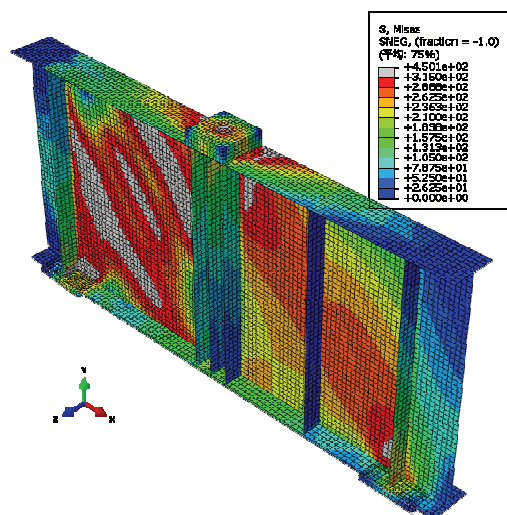
図-5.9 最大荷重時の応力コンター図 (単位: N/mm^2)



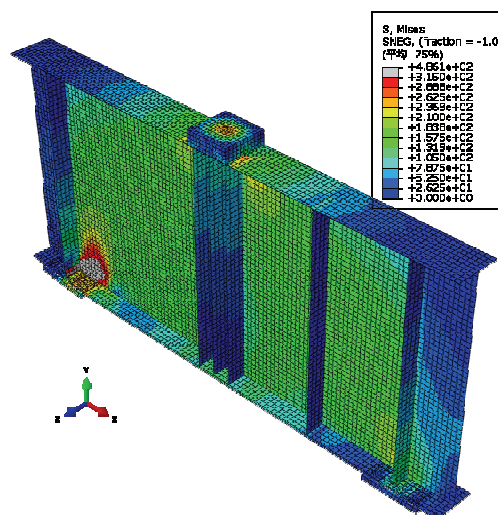
(f) Case-F



(g) Case-G

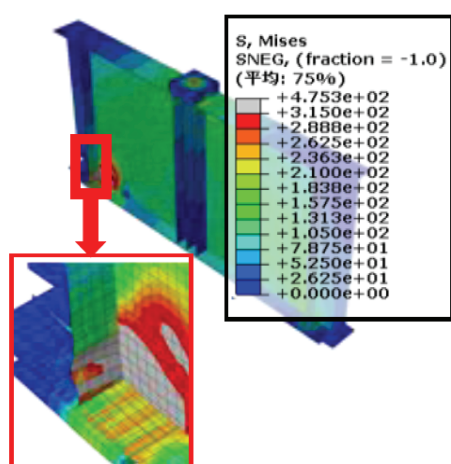


(h) Case-H

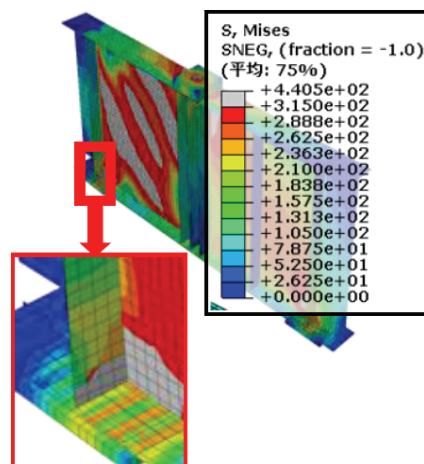


(i) Case-I

図-5.9 最大荷重時の応力コンター図 (単位: N/mm^2) (続き)



(a) Case-B



(b) Case-C

図-5.10 最大荷重時の応力コンター拡大図 (単位: N/mm^2)

表-5.4 各解析ケースの崩壊モード

解析ケース	崩壊モード
Case-A	ウェブのせん断座屈
Case-B	支点上補剛材減肉部の座屈
Case-C	支点上補剛材減肉部の座屈
Case-D	ウェブのせん断座屈
Case-E	支点上補剛材減肉部の座屈
Case-F	支点上補剛材減肉部の座屈
Case-G	支点上補剛材減肉部の座屈
Case-H	ウェブのせん断座屈
Case-I	支点上補剛材減肉部の座屈

5.3 腐食した鋼桁端部の補修方法に関する実験的検討

5.3.1 実験供試体の形状

5.2.1 で検討したとおり、実験に用いる健全供試体は、図-5.6 に示すとおり、桁長 2,700mm、ウェブ高 1,200mm、ウェブ厚 9mm、支点上補剛材厚 25mm、ウェブのアスペクト比は約 0.83 である。鋼材種別は、モデル化した実橋梁とあわせて、溶接構造用圧延鋼材 SM400A と SM490A とした。実験に用いた鋼材の材料試験結果を表-5.5 に示す。

表-5.5 鋼材の材料試験結果

部材	鋼材種別	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張耐力 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
上フランジ	SM490A	12	381.8	515.3	2.15×10^5	0.29
ウェブ	SM490A	9	399.5	536.3	2.16×10^5	0.28
支点上補剛材	SM400A	25	259.5	428.1	2.10×10^5	0.32
下フランジ	SM400A	20	272.2	423.9	1.94×10^5	0.30

5.3.2 実験供試体の腐食状態の設定

実験供試体の腐食状態の設定にあたっては、鋼桁端部の支点上補剛材とウェブが腐食した場合を想定して、腐食を模擬した減肉を設けることとし、実構造物の損傷調査と解析的検討結果から、以下のとおりとした。

本研究において検討対象とする腐食損傷供試体としては、実橋の腐食損傷事例と 5.2 の解析の結果を参考に、25mm 厚の支点上補剛材は 1/4 まで減肉させ、残存板厚を 6mm とし、ウェブ下端は支点上補剛材から桁端側を貫通（欠損）させるものとした。なお、減肉（欠損）高さは支点上補剛材とウェブともに、下端から 100mm の範囲とし、その範囲における支点上補剛材

Technical drawing of a rectangular structure, likely a wall or partition, showing dimensions and cross-sections.

Main Dimensions:

- Overall width: 2700
- Overall height: 1200
- Top flange thickness: 12
- Bottom flange thickness: 20
- Left side panel width: 25
- Right side panel width: 25
- Internal vertical divisions (from left to right): 1000, 1000, 500, 500, 250

Cross-sections:

- A-A断面 (Left):** Shows a cross-section with a total width of 230 and a central opening width of 9.
- B-B断面 (Right):** Shows a cross-section with a total width of 230 and a central opening width of 100.

ウェブ
断面欠損部
($t=9\text{mm} \rightarrow 0\text{mm}$)

補剛材
断面欠損部
($t=25\text{mm} \rightarrow 6\text{mm}$)

2700

1200

25

12

20

250

1000

100

500

500

250

6

100

220

230

9

230

100

100

220

100

25

6

メタルタッチ

図-5.11 実験供試体の形状（単位：mm）

126

$$\bar{\lambda} = \frac{(\ell/r)}{(\ell/r)_0} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{\ell}{r} \quad (5.1)$$

ここで、 σ_Y : 鋼材の降伏点(N/mm²) E : 弾性係数(N/mm²)
 ℓ : 有効座屈長(mm) r : 断面二次半径(mm)

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k}} \quad (5.2)$$

ここで、 b : 板幅(mm) t : 板厚(mm)
 σ_Y : 鋼材の降伏点(N/mm²) E : 弾性係数(N/mm²)
 ν : ポアソン比 k : 座屈係数

表-5.6 実験供試体の構造パラメータおよび降伏荷重ならびに座屈荷重

	構造パラメータ, 降伏/座屈荷重	健全供試体	腐食損傷供試体
支点上補剛材	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.19	0.45
	幅厚比パラメータ R	0.07	0.30
	支点部降伏荷重(kN)	1,632	510
	支点部座屈荷重(kN)	44,247	1,396
ウェブ	幅厚比パラメータ R	1.07	1.07
	アスペクト比 α	0.83	0.83
	降伏荷重(kN)	1,638	1,638
	せん断座屈荷重(kN)	1,062	1,062

5.3.3 実験供試体の内訳

実験供試体の内訳を表-5.7に示す. Case-1は, 腐食のない健全供試体であり, Case-2は, 5.3.2で設定した腐食損傷供試体である. また, Case-3とCase-4は, Case-2の腐食損傷供試体に対して, 補修を行った供試体である.

表-5.7 実験供試体の内訳

試験ケース	供試体名
Case-1	健全供試体
Case-2	腐食損傷供試体
Case-3	鋼板あて板補修供試体 (現行)
Case-4	鋼板あて板補修供試体 (改良)

Case-3は, 阪神高速道路において標準的に行われている鋼板あて板補修の供試体であり, その補修図を図-5.14に示す. この図のとおり, あて板は支点上補剛材とウェブに高力ボルトを用いて接合している. あて板部材は, 溶接構造用圧延鋼材 SM400A を用いたビルドアップ部材

とし、その板厚は桁供試体における減肉した部材の健全時の板厚と同厚（両側から挟みこむ場合は半分ずつ）を基本とし、市場で入手しやすい板厚としている。補修設計にあたっては、支点部は道示⁵⁻³⁾の柱の有効断面積を考慮し、既設部材とあて板部材が均等に鉛直荷重を受けもつ（鉛直方向の応力が同じ）ものとし、高力ボルト摩擦接合継手の耐力が、あて板部材が受け持つ鉛直荷重相当分以上となるように、必要ボルト本数を算出し決定している。なお、腐食減肉部には不陸調整用のエポキシ樹脂系接着剤を使用し、その箇所に配置した高力ボルトは設計上無効としており、本補修図のあて板高さ 255mm は、道示⁵⁻³⁾の最低ボルト本数から決まっている。

あて板部材の桁端側の補修範囲は桁端までとし、また、あて板部材と下フランジ上面とはメタルタッチとし、溶接は行っていない。また、すみ肉溶接部を避けるためと、支点上補剛材の腐食減肉部およびウェブの欠損部には、フィラープレート（一般構造用圧延鋼材 SS400）を設けている。使用した高力六角ボルトは M22 (F10T) であり、首下長さは 70mm と 105mm である。桁供試体とあて板部材のボルトの孔径はともに 26.5mm とした。

Case-4 は、Case-3 の補修方法を改良したもので、あて板の板厚や材質およびフィラープレートの設置方法は変えずに、あて板部材の大きさを小さくしたものである。その補修図を図-5.15 に示す。本補修方法では、腐食減肉部に配置した高力ボルトを設計上有効とし、Case-3 に比べて鉛直方向のボルト本数を 1 本減じて、あて板高さを Case-3 より 75mm 低い 180mm としている。既設鋼桁の桁端部には下フランジから 250mm 程度の高さにガセットプレートが配置されていることが多く⁵⁻¹⁴⁾、本補修方法ではガセットプレートより下の範囲で施工できるという利点がある。また、ウェブ下端の橋軸方向のあて板補修範囲は、道示⁵⁻³⁾における支点部の柱としての断面有効範囲以上、かつソールプレート端部より広くすることとし、本ケースでは、あて板範囲が大きくなるソールプレート端部までとしている。

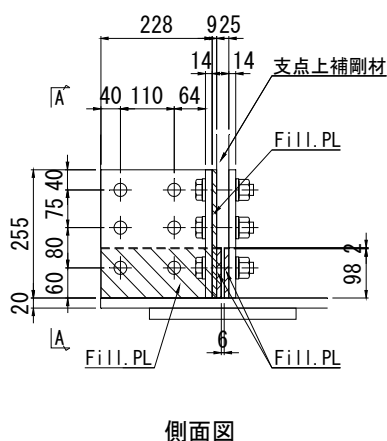


図-5.12 現行補修図 (Case-3)

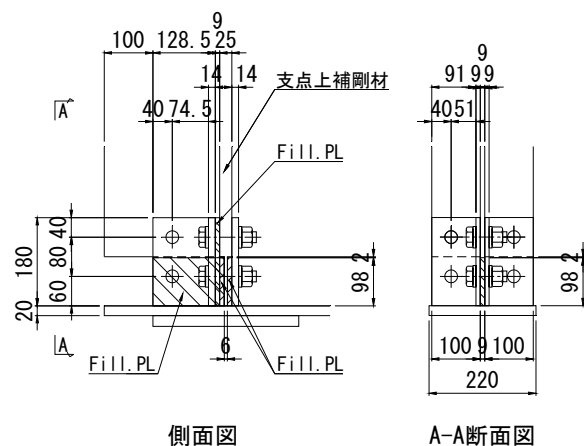


図-5.13 改良補修図 (Case-4)

Case-3 と Case-4 で使用した接着剤は、ともに上向きや立向きに施工可能な 2 液混合型のエポキシ樹脂系接着剤で、その基本性能を表-5.8 に示す。Case-3 で使用した接着剤は、主に防食を目的とするため、金属への充填接着性に優れるものとして、従来から使用しているものである。

一方、Case-4 では、腐食減肉部に配置した高力ボルトを設計上有効とするため、Case-3 で使用した接着剤よりせん断強度が優れ、腐食した鋼板の鋼板接着による補強に関する研究⁵⁻¹⁵⁾においても用いられている接着剤とした。また接着剤の塗布範囲は、Case-3 では腐食減肉部とし、Case-4 ではあて板の接合面全面とした。

表-5.8 接着剤の基本性能

試験ケース	Case-3	Case-4
製品名	E2370M	E258
主剤	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂
硬化剤	ポリアミドアミン 変性脂肪族ポリアミン	ポリアミドアミン 変性脂環式ポリアミン
混合比(主剤:硬化剤)	2:1(質量比)	1:1(質量比)
混合後の状態	パテ状	ペースト状
可使時間	90分/20℃	50分/20℃
硬化時間	8時間/20℃	8時間/20℃
引張強度(20℃, 7日後)	35MPa	25MPa
せん断強度(20℃, 7日後)	18MPa	24MPa
圧縮降伏強さ(20℃, 7日後)	80MPa	53MPa
圧縮弾性係数	5800N/mm ²	1200N/mm ²

5.3.4 実験供試体の製作

Case-2～Case-4 の腐食部となる鋼材の減肉は、機械加工（切削）により製作した。また、減肉箇所の溶接部は、当該箇所がすみ肉溶接部であるため、腐食によってすみ肉溶接は消失したものとし、溶接は行わなかった。

次に、Case-3 と Case-4 の補修供試体のあて板部の接合面の表面処理を行った。既設部材となる桁供試体の接合面はブラスト処理とし、処理後の表面粗さを測定したところ、算術平均粗さ Ra が平均で 11.6μm（変動係数は 0.070）であった。あて板の接合面処理は無機ジンクリッチペイントとし、その膜厚を計測したところ、平均で 104.9μm（変動係数は 0.073）であった。

Case-3 と Case-4 のあて板補修においては、接着剤を塗布の後、あて板をボルト孔位置に合わせ、仮ボルトをスナッグタイトで締め付けた。仮ボルトで締め付けた供試体を 1 週間の養生後に、仮ボルトを取り外し、ひずみゲージを貼り付けた高力ボルトを、トルクレンチを用いて人力にて 1 度締めで締め付けることとし、それらを上段から順に 1 本ずつ行った。なお、1 度締めとしたのは、桁端部は狭隘で厳しい施工条件であることを考慮し、危険側の条件とするためである。導入軸力は、すべての高力ボルトに対して、ひずみゲージの値を監視し、キャリブレーションより得られた校正係数値を用い、設計ボルト軸力 205kN の 1 割増しの 225.5kN を目標とした。実際に導入された軸力は、Case-3、Case-4 とともに平均で 230kN 程度であった。なお、ボルト軸力のキャリブレーションは、高力ボルト 5 本を用いて、ボルト軸部に 2 枚のひずみゲージを対称かつ平行に貼り、ボルト軸部のひずみを計測した。

5.3.5 実験方法

載荷実験は、支点部の異なる補修に対して、供試体が桁として保有する耐力を把握するため、載荷位置は供試体の中央とした。京都大学所有の載荷能力 5,000kN のアクチュエータを 1 台使用し、載荷位置の上フランジ上面に設置した 40mm 厚の鋼板 (230mm×230mm) を介して鉛直下向きに載荷した。供試体の両側には横倒れ防止治具を取り付け、供試体と横倒れ防止治具の間には 3mm 厚のテフロン板を設置した。ソールプレートと支点との間には、橋軸方向の回転を拘束しないように、 $\phi 60\text{mm}$ の丸鋼を設置した。供試体の設置状況を写真-5.5 に示す。

載荷実験は、接着剤のクリープ変形およびボルト軸力のリラクセーションを考慮するため、締め付け完了から 1 週間後に行った。載荷は、弾性範囲での予備載荷を行った後、最大荷重発生まで荷重を漸増させた。最大荷重発生後は、最大荷重の 90% 程度まで荷重が低下するまで載荷を継続した。載荷実験の状況を写真-5.6 に示す。



写真-5.5 供試体の設置状況



写真-5.6 載荷実験の状況

5.3.6 計測項目

計測項目としては、ウェブ、上下フランジ、支点上補剛材のひずみを計測した。なお、ウェブには、主応力分布を把握するために、三軸ひずみゲージ ((株)東京測器研究所製, FRA-5-11) を用い、その他の部分には一軸ひずみゲージ ((株)東京測器研究所製, FLA-5-11) を用いた。また、ウェブの水平変位 (面外変位)、載荷位置直下の下フランジの鉛直変位、および支点部の鉛直変位を計測した。計測位置図を図-5.14 に示す。

また、補修供試体 Case-3 と Case-4 においては、高力ボルトのボルト軸力も計測した。

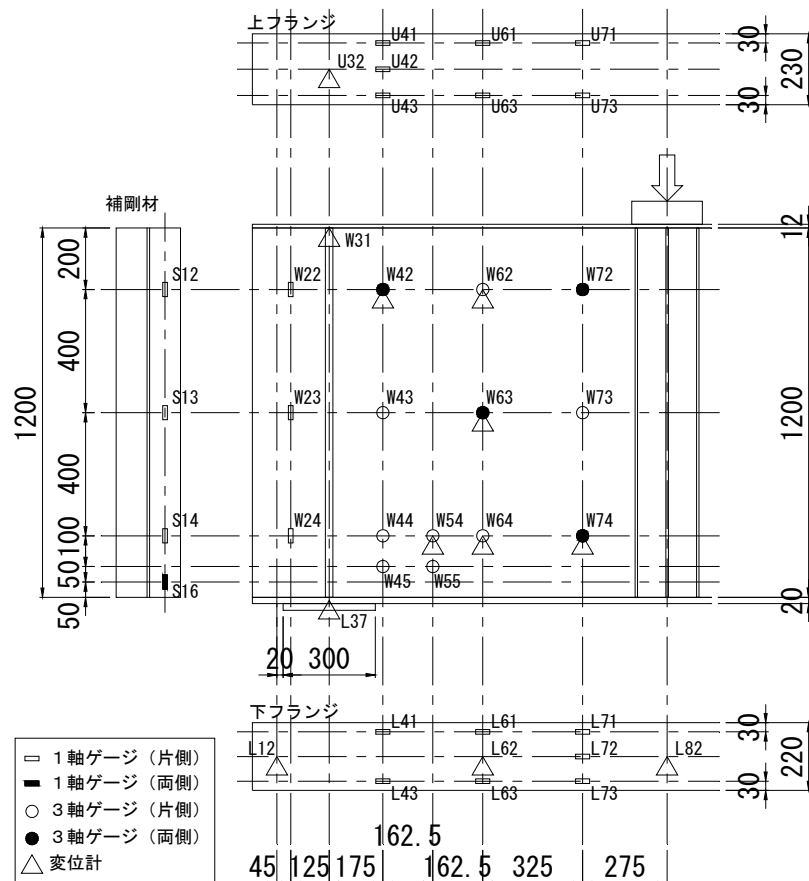


図-5.14 測定項目と測定位置図（単位：mm）

5.4 実験結果と考察

5.4.1 荷重と鉛直変位の関係

載荷荷重と載荷重点直下の鉛直変位の関係を図-5.15 に示す。なお、同図の鉛直変位は、載荷位置直下の下フランジの鉛直変位の値から、支点部の鉛直変位の値を引いて補正している。また、各供試体の最大荷重を表-5.9 に示す。なお、同表には健全供試体 Case-1 の最大荷重に対する比率も示している。

図-5.15 より、各供試体とも載荷とともに荷重が増大し、Case-1 の健全供試体では、最大荷重 3190kN を示した後荷重が低下し、Case-2 の腐食損傷供試体では載荷荷重 1000kN を超えた付近から剛性が低下し、最大荷重 1567kN の後、荷重が低下している。このことから、Case-2 のように、下端から 100mm の範囲で、支点上補剛材は 1/4 まで一様に減肉（残存板厚 6mm）し、ウェブ下端は貫通（欠損）させた腐食供試体の最大耐荷力は、健全供試体に比べ、約 50% になることがわかった。一方、補修供試体 Case-3, 4 の最大荷重はともに 3,190kN 程度で、Case-1 と同等であった。これより、補修によって、健全供試体と同等の最大荷重となっていることから、Case-3 と Case-4 の補修方法の違いによる差異はないことがわかる。なお、Case-3 では、荷重載荷初期の剛性が他の供試体に比べて低く、その後、Case-1 および Case-4 の供試体とほぼ同

じ剛性になっている。Case-3 では、荷重位置直下の下フランジの鉛直変位を計測する変位計を、横倒れ防止治具に固定させたため、荷重載荷初期には供試体が横倒れ防止治具に接触したことに伴い、横倒れ防止治具が回転し、それに伴う変位増分が含まれていたが、荷重の増大に伴い、横倒れ防止治具が動かなくなり、Case-1 および Case-4 と同じ剛性になったものと考えられる。

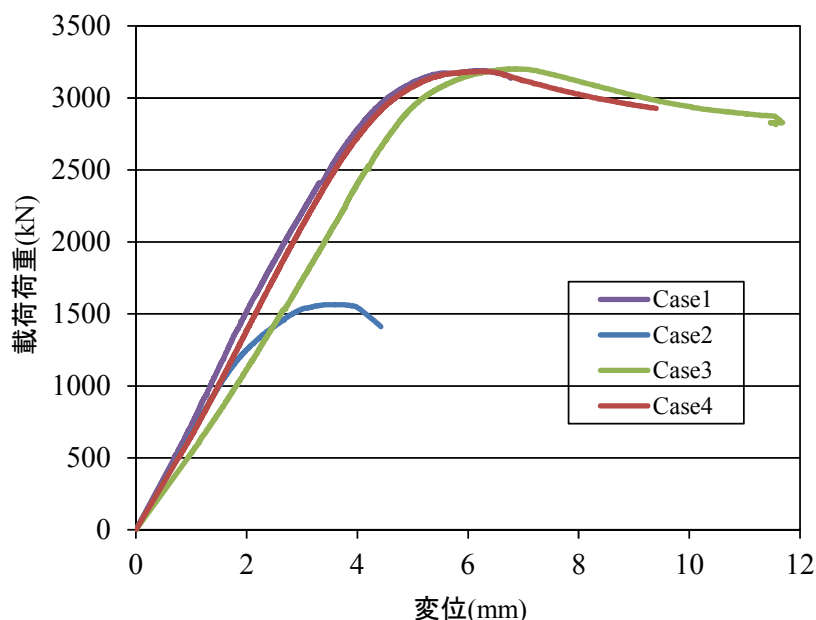


図-5.15 荷重と鉛直変位の関係

表-5.9 各供試体の最大荷重

試験ケース	最大荷重(kN)	Case-1 の最大荷重に対する比率
Case-1	3190	1.000
Case-2	1567	0.491
Case-3	3203	1.004
Case-4	3185	0.998

5.4.2 荷重と面外変位の関係

各供試体において、支点上補剛材と荷重位置の中央位置，すなわち図-5.14 の W62，W63，W64 において計測したウェブの面外変位の測定結果を図-5.16 に示す．なお，計測位置は，ウェブ下端からそれぞれ 200mm (W64)，600mm (W63)，1000mm (W62) の位置である．荷重荷重は，Case-2 の最大荷重が 1567kN であったことから，それより小さい 3 点のデータを比較するために，500kN，1000kN，1500kN を選定し，1500kN から Case-1，3，4 の最大荷重までの間の値として 2500kN も選定し，それぞれの結果を示している．

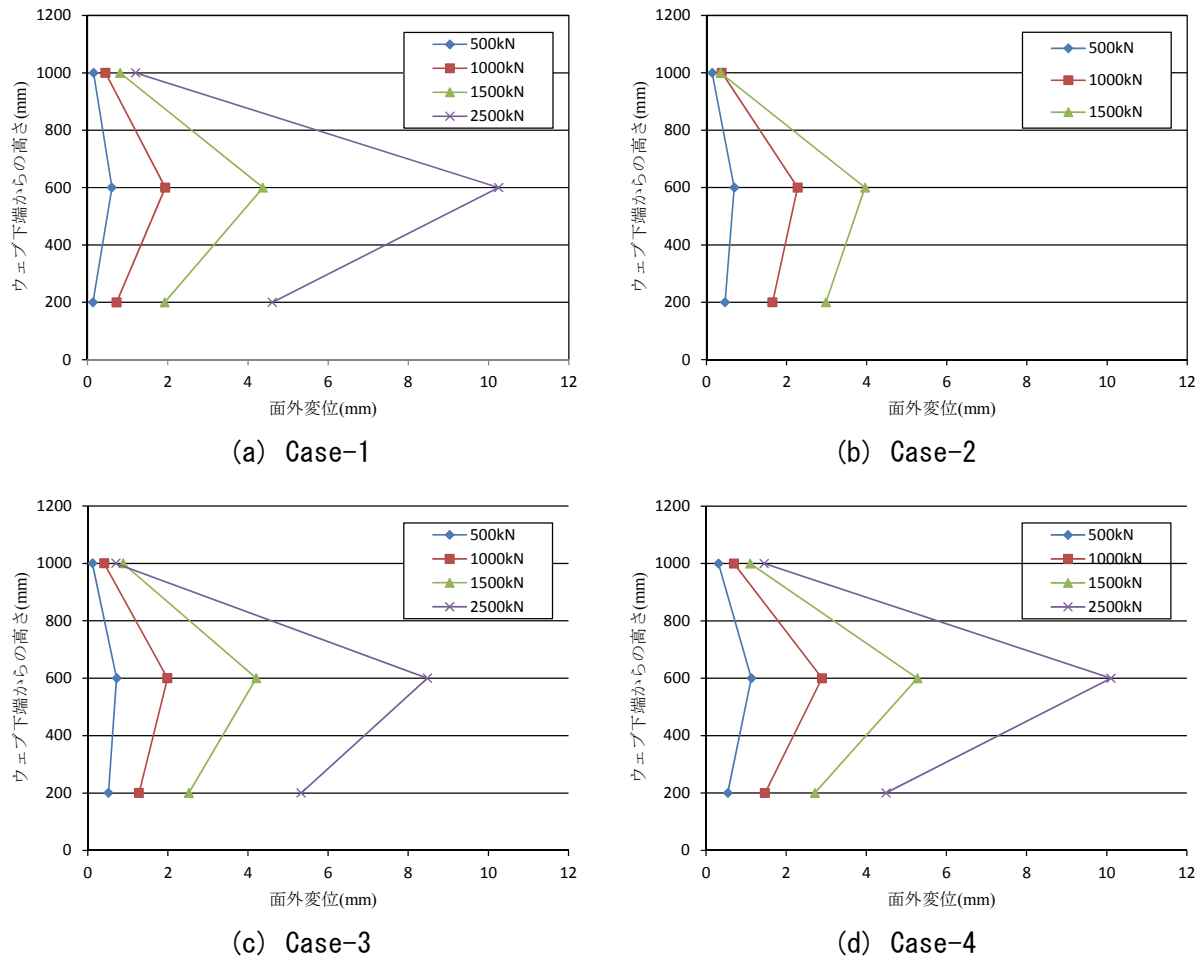


図-5.16 各供試体の面外変位の比較

これより、すべての供試体において、载荷荷重が大きくなるにつれて、面外変位が大きくなっていることがわかる。また、計測位置が下端から 600mm のウェブパネルの中央 (W63) の面外変位が最も大きくなっている。これはウェブにせん断が卓越するような载荷条件としているために、ウェブ中央位置の面外変位が最も大きくなったためである。

次に、Case-2 の腐食損傷供試体の面外変位は、500kN、1000kN 载荷時だけでなく 1500kN 载荷時でも Case-1 とほぼ同等であることがわかる。これは、荷重と鉛直変位の関係から Case-2 では、1000kN を超えた付近から剛性が変わっているが、剛性変化後の 1500kN 载荷時においても、ウェブは载荷荷重に相当する面外変位が生じたものと考えられる。また、補修供試体 Case-3、4 はともに Case-1 と同等の面外変位が生じている。これらの供試体は、支点部をあて板補修しており、ウェブのせん断耐力としては健全供試体と同等であるため、面外変位が同等となったものと考えられる。

5.4.3 主ひずみ分布

ウェブパネルの応力状態を確認するため、ウェブに貼り付けた 3 軸ゲージの値から、ロゼット解析を行い、各計測位置の主ひずみを算出した。各供試体における载荷荷重が 1000kN 時の主ひずみ分布を図-5.17 に示す。なお、図中の両端矢印はその方向の引張ひずみ、両端黒丸は

その方向の圧縮ひずみを示しており，凡例は図中のひずみの大きさに対するスケールを，ブロック矢印は載荷位置をそれぞれ表している．

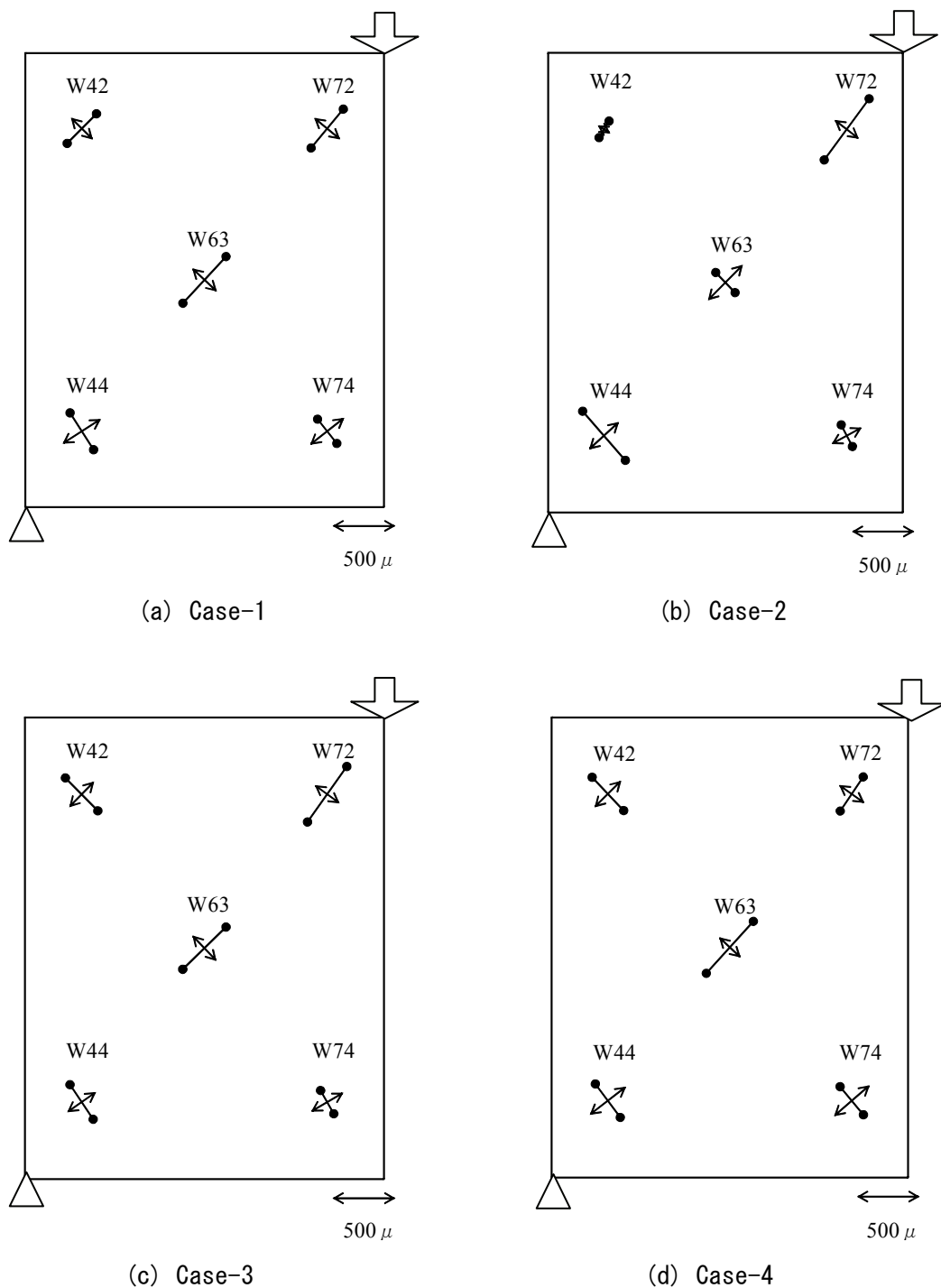


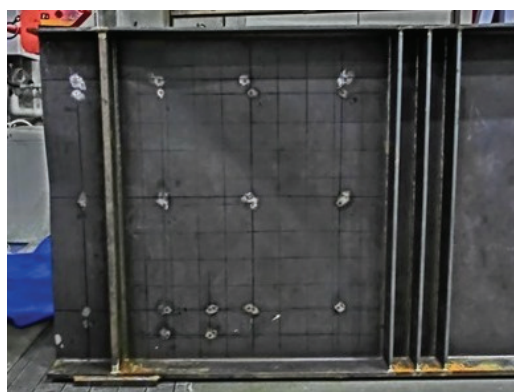
図-5.17 各供試体の主ひずみ分布（1000kN 載荷時）

これより，すべての供試体において，主ひずみの方向がいずれの計測点でも，ほぼウェブの対角線方向となっていることがわかる．健全供試体 Case-1 では，ウェブ中央（W63）の主ひずみが最も大きくなっており，その方向は，載荷位置と支点とを結ぶ方向に圧縮ひずみとなっている．また，補修供試体 Case-3, 4 では，Case-1 とほぼ同ような主ひずみ分布となっている．

一方、Case-2 においては、ウェブ中央 (W63) のひずみが、支点上補剛材近傍 (W44) や荷重位置近傍 (W72) のひずみより小さくなっている。また、ウェブ中央 (W63) のひずみが、荷重位置と支点を結ぶ方向に引張りひずみとなっており、その他の供試体と比べて、圧縮と引張の方向が反対になっている。これは、Case-2 では、桁端側のウェブ下端が欠損し、支点上補剛材下端が減肉しているため、支点部としての鉛直方向の耐力が低く、支点上補剛材下端の座屈変形に伴い、ウェブパネルに斜張力場が形成されにくかったものと考えられる。

5.4.4 残留変形状況

各供試体のウェブの残留変形状況を写真-5.8 に示す。これより、健全供試体 Case-1 はウェブがほぼ対角線方向に面外変形しており、ウェブのせん断座屈であることがわかる。これは、5.3.2 で示した座屈パラメータから推測した崩壊のシナリオと同様であった。腐食損傷供試体 Case-2 は、ウェブには大きな損傷は見られず、減肉させた支点上補剛材下端が写真-5.9 のように座屈していた。Case-2 では、5.4.1 で示したように、荷重荷重が 1000kN を超えた付近から剛性が変化しているが、その理由として支点上補剛材の座屈によるものと考えられる。また、補修供試体 Case-3、4 はともに Case-1 と同じような面外変形が生じ、ウェブのせん断座屈であった。



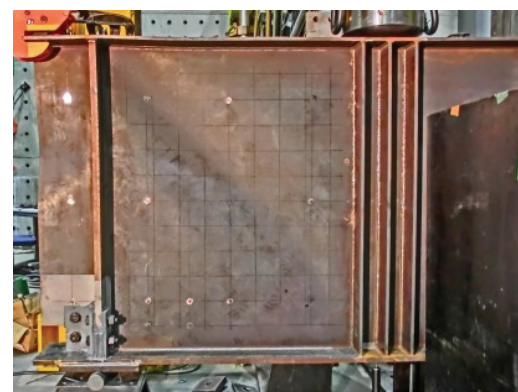
(a) Case-1



(b) Case-2



(c) Case-3



(d) Case-4

写真-5.8 各供試体のウェブの残留変形状況

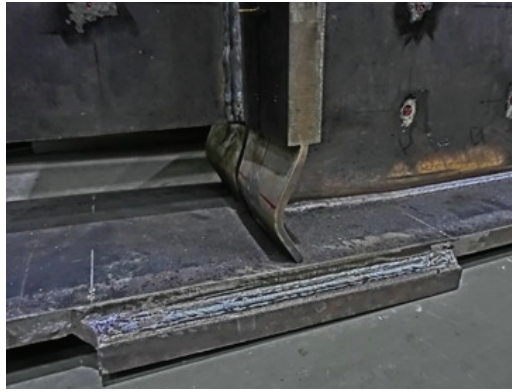


写真-5.9 Case-2 の支点上補剛材の座屈

5.4.5 支点上補剛材のひずみ

健全供試体 Case-1 と腐食損傷供試体 Case-2 において、支点上補剛材（図-5.16 の S12, S13, S14, S16）の鉛直方向ひずみの測定結果を図-5.18 に示す。なお、計測位置は、支点上補剛材下端からそれぞれ 50mm (S16), 200mm (S14), 600mm (S13), 1000mm (S12) の位置であり、腐食損傷供試体の S16 は減肉させた箇所中央に位置している。

健全供試体 Case-1 では、支点上補剛材に生じている圧縮ひずみが荷重に伴い増加していることがわかる。また、計測値が下段になるにしたがい、発生している圧縮ひずみが大きくなっていることが確認できる。圧縮ひずみ値は、載荷荷重 3190kN の最大荷重時においても最大でも 1100μ 程度（計測位置 S16）で、降伏に達していないと考えられる。なお、載荷荷重が 2400kN 付近で発生ひずみが小さくなっているのは、載荷を一時中断したことによるものと考えられる。

次に、腐食損傷供試体 Case-2 では、載荷荷重が 50kN 程度までは支点上補剛材にはほとんどひずみが発生していない。これは、腐食損傷供試体を製作するにあたって、支点上補剛材下端のすみ肉溶接は腐食により消失したものと、支点上補剛材と下フランジを溶接しなかったために、その間に隙間があいていたためと考えられる。減肉箇所の中央部 (S16) では、載荷とともにひずみが急激に増大し、載荷荷重が 1200kN 程度付近で降伏したものと考えられる。一方、減肉箇所以外の S12, S13, S14 の発生ひずみは、健全供試体とほぼ同等であった。

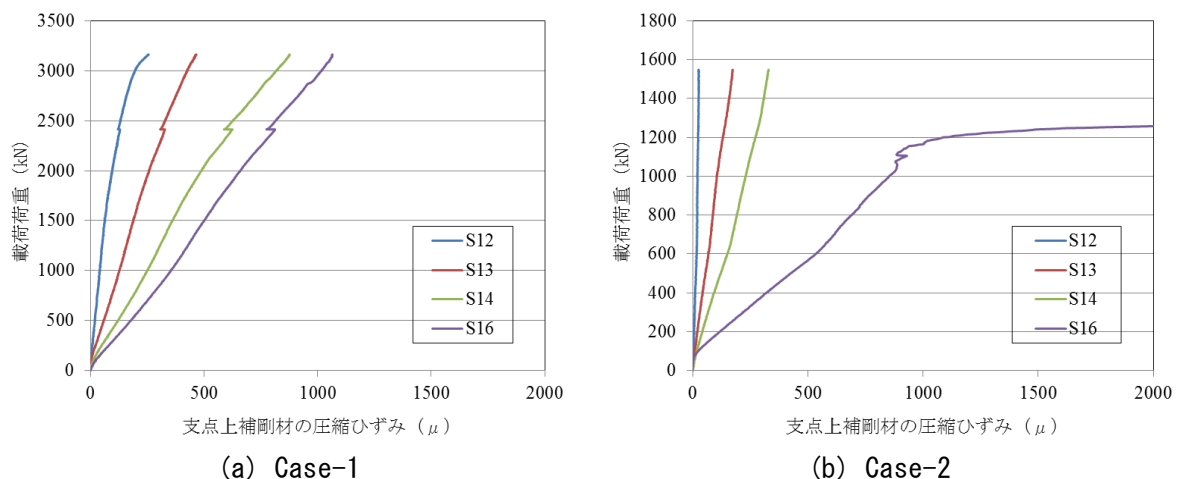


図-5.18 載荷荷重と支点上補剛材の圧縮ひずみの関係

5.4.6 高力ボルトの軸力減少率

高力ボルトに導入した軸力の経時変化として、補修供試体 Case-3 において、接着剤を塗布したウェブ下段と接着剤を塗布していないウェブ上段の例を図-5.19 に示す。なお、残存軸力は、各ボルトにおける導入軸力に対する比率としている。最も軸力減少率が大きいウェブ右側下段のボルト軸力を見ると、締め付け完了直後に軸力の低下が大きく、その後は緩やかに軸力の低下が生じ 1 週間程度で軸力の低下は収束していることがわかる。

補修供試体 Case-3, 4 で用いた高力ボルトについて、ボルトの締め付けから载荷試験を開始するまでの 1 週間における高力ボルトの軸力減少率を図-5.20 に示す。なお、軸力減少率は、各ボルトにおける導入軸力に対する比率としている。なお、同図の白抜きと黒抜きは、それぞれボルト部の接合面に接着材が塗布されていないものと塗布されているものを示している。これより、ボルト部の接合面に接着剤が塗布されていない場合の軸力減少率が 5~10%であるのに対し、ボルト部の接合面に接着剤が塗布されている場合は 8~14%と大きくなっている。これは、接着剤のクリープ変形により軸力減少率が増加したものと考えられる。

また、腐食減肉部（各部材の下段）に配置された高力ボルトの軸力減少率は、腐食減肉していない箇所（各部材の上段および中段）に配置された高力ボルトの軸力減少率より大きくなっている。これは、今回の供試体においては、腐食減肉部にはフィラープレートを設置しているものの、設計上片側 0.5mm（両側で 1mm）の隙間があるため、その部分では接着剤厚が厚くなり、軸力減少率が大きくなったものと考えられる。

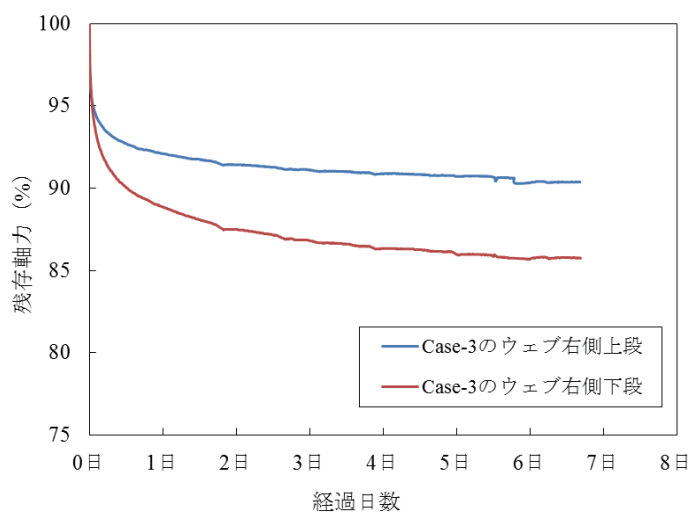


図-5.19 ボルト軸力の経時変化

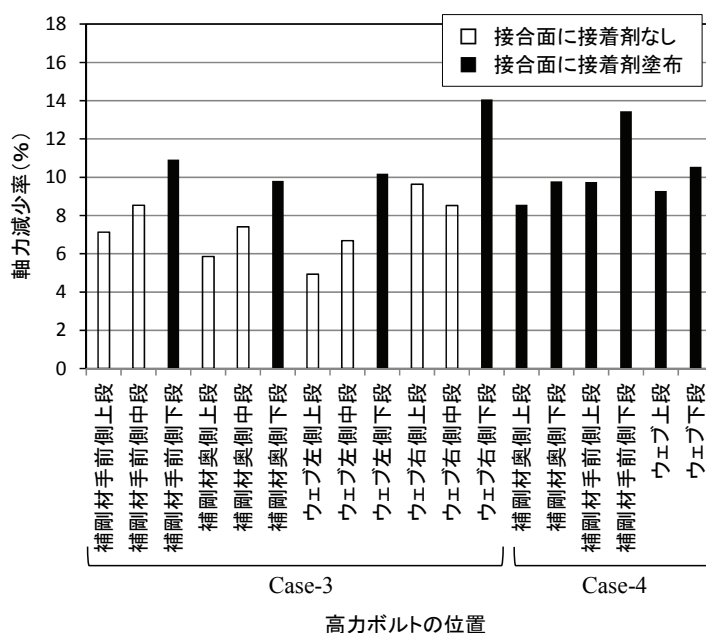


図-5.20 高力ボルトの軸力減少率

5.5 まとめ

本章では、第3章ならびに第4章の成果に基づき、本研究で提案する構造用接着剤と高力ボルトを併用した簡易かつ合理的な鋼板あて板補修方法を検証するため、腐食した鋼桁端部を事例として取り上げ、有限要素解析により腐食損傷による耐荷力低下のメカニズムを検討した。また、実大スケールの鋼 I 桁端部供試体を用いて載荷実験を行い、模擬腐食損傷に対する現行のあて板補修方法の安全性ならびに構造用接着剤を考慮したより簡易かつ合理的なあて板補修方法について検討した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 桁端側のウェブと支点上補剛材の2部材が同時に腐食したケースを対象に有限要素解析を行ったところ、支点上補剛材の減肉範囲の残存板厚が最大耐荷力に大きな影響を及ぼすことがわかった。また、ウェブ桁端側の腐食高さは最大耐荷力にあまり影響を及ぼさないことがわかる。支点上補剛材の減肉高さは、最大耐荷力にある程度は影響を及ぼすものの、減肉範囲の板厚の差ほどの影響ではないことがわかる。
- (2) 支点上補剛材を下端から 100mm の範囲で 1/4 まで減肉（残存板厚 6mm）させ、ウェブは支点上補剛材から桁端側を下端から 100mm の範囲で貫通させた腐食損傷供試体の最大荷重は、健全供試体の最大荷重の約 50%に低下した。これは、減肉した支点上補剛材が座屈したことにより、最大荷重が低下したものであった。
- (3) すべての供試体において、載荷荷重の増加とともにウェブパネルの面外変位は大きくなり、ウェブパネル中央位置の面外変位が最も大きくなった。また腐食損傷供試体においては、支点上補剛材が座屈してからもウェブの面外変位は大きくなったと考えられる。
- (4) ウェブパネル中央位置の主ひずみは、健全供試体では載荷位置と支点を結ぶ方向に圧縮ひずみが生じていたのに対し、腐食損傷供試体では引張ひずみが生じ、方向が異なっていた。これは、腐食損傷供試体では支点部の鉛直方向の耐力が低いために、ウェブパネルに斜張力場が形成されにくかったためと考えられる。
- (5) Case-3, 4 の補修供試体は、ともに健全供試体と同等の最大耐力を示し、その破壊箇所は健全供試体と同様にウェブのせん断座屈であった。これより、Case-3, 4 の補修供試体の最大耐力はウェブの耐力で決定しており、補修した支点部の耐力はウェブのせん断耐力より大きいと考えられる。したがって、支点部の補修として、Case-4 の補修方法を採用することが可能であると考えられる。
- (6) 接合面に接着剤を塗布した箇所の高力ボルトの軸力減少率は 8~14%であり、塗布していない箇所の 5~10%よりやや大きな値となった。これは、接着剤のクリープ変形により軸力減少率が増加したものと考えられる。

[第5章 参考文献]

- 5-1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究，国土技術政策総合研究所資料，第 294 号，2006.1.

- 5-2) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野崇: 鋼橋の腐食事例調査とその分析, 土木学会論文集, No.668, I -54, pp.299-311, 土木学会, 2001.1.
- 5-3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 2012.3.
- 5-4) Vo Thanh Hung, 永澤洋, 佐々木栄一, 市川篤司, 名取暢: 腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析, 土木学会論文集, No.710, I -60, pp.141-151, 土木学会, 2002.7.
- 5-5) 臼倉誠, 山口隆司, 豊田雄介, 三ツ木幸子, 金銅晃久: 鈹桁端部の支点上のウェブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vo.57A, pp.724-734, 2011.3.
- 5-6) 山口栄輝, 赤木利彰: 腐食した鋼I桁の支点部耐力に関する考察, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.80-90, 2013.3.
- 5-7) 土木学会: 腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル, 丸善, 2009.3.
- 5-8) 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター: 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究, 土木研究所資料第 4142 号, 2010.3.
- 5-9) 阪神高速道路株式会社: 耐候性橋梁の腐食損傷補修要領, 2011.9.
- 5-10) Abaqus Analysis User's Manual Version 6.10: SIMULIA, DASSAULT SYSTEMS, 2010.6.
- 5-11) 阪神高速道路株式会社: 道路構造物の点検要領 共通編 土木構造物編, 2011.12.
- 5-12) 加賀山泰一, 丹波寛夫, 黒崎剛史, 柴田洋: 阪神高速道路における保全情報管理システムの構築—維持管理データベースの分析—, 橋梁と基礎, Vol.35, No.12, pp.24-30, 建設図書, 2001.12.
- 5-13) 土木学会: 座屈設計ガイドライン 改訂第 2 版 [2005 年版], 丸善, 2005.10.
- 5-14) 阪神高速道路株式会社: 鋼構造物標準図集, 1991.4.
- 5-15) 森下太陽, 藤井堅, 森田和也, 堀井久一, 中村秀治: 腐食した鋼板の鋼板接着による性能回復, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.747-755, 2011.3.

第6章 腐食した鋼構造物の補修・補強設計法の提案

6.1 はじめに

本章では、第5章までに得られた研究成果に基づき、現場での施工性も考慮し、新設鋼部材の接合面は無機ジンクリッチペイント面、既設鋼部材の接合面は2種ケレン面とした上で、接合面全体に接着剤を塗布し、接着剤を充填した凹部に配置した高力ボルトを設計上有効としてあて板補修範囲を合理的にした「腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアル（案）」を作成する。

6.2 腐食した鋼構造物の補修・補強設計の基本方針

腐食した鋼構造物に対する補修・補強設計の基本方針は以下の通りとする。

(1) あて板補修方法

既設鋼部材に新規鋼部材を取り付ける際の部材の添接方法としては、高力ボルトを用いる方法、現場溶接を行う方法、接着剤を用いる方法がある。現場溶接は、供用下での施工となることや施工品質が悪いと将来の疲労損傷の要因となることがあり、また接着材を用いる方法は、接着剤の耐久性や落下した場合の第三者被害等を考慮して、高力ボルトを用いたあて板補修を原則とする。また、高力ボルトを用いた接合方法としては、摩擦接合と支圧接合があるが、支圧接合は、狭隘な現場での施工が困難であることや、腐食した減肉部に対する支圧接合の補修効果が不確定な点等から、摩擦接合を基本とする。

したがって、あて板補修を行う場合、高力ボルトを用いた摩擦接合を原則とする。

(2) 接合部の表面処理

あて板部材（新規部材）の接合面は、製作後から取り付け時までの防錆上の問題から、工場においてブラストにより表面処理を行い、無機ジンクリッチペイント 75 μ m を塗布する。

腐食した既設部材の接合面は、錆を完全に除去する必要があるため、ブラストを行うのが望ましいが、狭隘な場所での施工であることや、現場条件としてブラスト機材を持ち込むことが容易でない等、やむを得ない場合は、動力工具による2種ケレン程度でも良い。ただし、ブラスト処理や動力工具を用いて素地調整を行った後には、既設部材の表面粗さは、腐食部近傍の平坦部において、算術平均粗さ $Ra=5\mu$ m 以上を確保する。

(3) 構造用接着剤の使用

腐食した凹部に対して、そのままの状態であて板補修を行った場合、腐食部が空洞となり、そこを起点として再度腐食が発生・進行する可能性が高いため、腐食した凹部には、構造用接着剤を充填する。また、腐食した凹部に接着剤を確実に充填するためには、接着剤を盛り上げるような形で充填する必要がある。その場合、余分に盛り上げた接着剤はあて板時およびボルト締め付け時に、接合面に流れてくる。このとき、接着剤の流出範囲を明確に区分することは

困難であるため、接着剤は接合面全面に塗布する。

したがって、腐食し減肉した箇所に対してあて板補修を行う場合は、腐食部と接合面に接着剤を用いた、接着剤と高力ボルトを併用して鋼部材をあて板補修することを基本とする。

(4) 構造用接着剤の要求性能

あて板補修に用いる構造用接着剤は、原則として常温硬化型で二液性のエポキシ樹脂系接着剤で、金属同士の接着に適した材料とする。また、可使時間および塗布性など、下向き、立向き、上向きなどの現場作業性に問題がない材料とする。

また、あて板補修に用いる構造用接着剤の基本性能として、引張せん断強度、圧縮強度、硬化による線収縮率、硬化後の線膨脹係数、ガラス転移点温度を規定し、その要求性能を満足するものを使用する。

(5) あて板補修の設計

あて板補修の設計として、あて板の配置方法、あて板の板厚と材質、使用する高力ボルト、腐食部への高力ボルトの配置方法、高力ボルトの設計、孔引き応力の照査、構造詳細を規定する。

なお、高力ボルトは腐食減肉部にも配置し、規定する要求性能を満足する構造用接着剤を用いた場合は、腐食部に配置したボルトを設計上考慮してよい。その場合、腐食減肉部に配置した高力ボルトも有効とした高力ボルト摩擦接合継手として設計を行い、ボルト軸力は設計ボルト軸力、すべり係数は、既設部材の表面粗さが算術平均粗さ $Ra=5\mu m$ 以上を満足する場合は 0.45 として算出してよい。

(6) あて板補修の施工手順

あて板補修に伴う高力ボルトの施工手順は、既設部材の応力状態によって左右される。応力に十分な余裕があれば、全ボルト孔を同時に開けてもよいが、一般には、ボルト 1 本ずつ、あるいは 1 列ずつ差し替えていくことが必要となるため、その場合の施工手順は以下の通りとする。

- ①寸法計測
- ②位置決めボルト孔の孔明け
- ③あて板製作
- ④既設部材の素地調整
- ⑤既設部材およびあて板への接着剤の塗付
- ⑥仮ボルトの差し込み、および押しつけ
- ⑦接着剤の養生
- ⑧仮ボルトの取り外し、既設部材の孔あけ、高力ボルトの差し込み、および締め付け
- ⑨塗装施工

6.3 腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアルの作成

これまでに得られた成果をまとめて作成した「腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアル（案）」を以下に示す。

6.3.1 適用範囲

腐食した鋼構造物の補修・補強方法については、損傷部位やその損傷程度に応じて、対応が異なる。

腐食した鋼構造物に対する補修・補強方法は、一般的に図-6.1のように分類される⁶⁻¹⁾が、本マニュアルは、図中のうち、主に部材交換工（あて板工）を対象とするものである。

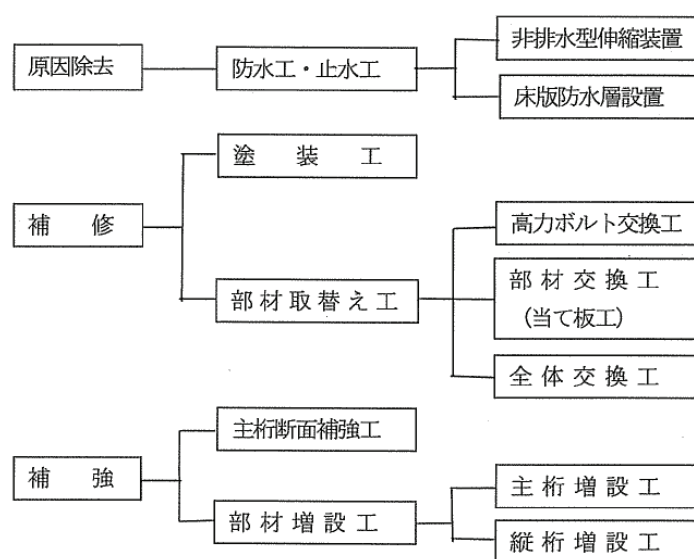


図-6.1 腐食に対する主な補修・補強工法⁶⁻¹⁾

本マニュアルで対象とするあて板補修構造は、接着剤を併用したあて板補修であり、これは、従来の高力ボルトによるあて板補修において、接着剤による効果を加味するとともに、接着剤部に配置した高力ボルトを有効とすることにより、全体的には高力ボルト本数を減らすことができるというメリットがあるものである。

第1章で示したとおり、笹子トンネルの天井板落下事故のように接着系ボルトの接着剤（不飽和ポリエステル樹脂）の経年劣化が原因の一つと推定される重大が生じた事例がある。また、RC床版の鋼板接着補修工事において使用した接着剤（エポキシ樹脂）の長期品質管理試験結果から、接着剤の材料特性が経年で変化していることも確認されている。したがって、化学的に変化する接着剤について、例えば100年先までの長期耐久性について、全く問題がないとは現時点ではいえない。

そこで、接着剤を併用したあて板補修を採用する場合は、接着剤が劣化した場合や外的要因により所定の品質を確保できなくなった場合においても、落橋などの重大な事象が生じることがないようにしなければならない。そこで、あて板補修する部材がフラクチャークリティカル

部材（FCM：Fracture Critical Member，この部材の破壊が橋梁全体の破壊に繋がる部材）である場合には、接着剤を併用したあて板補修を適用しない、もしくは適用する場合は、十分な安全率を確保しておくことが必要である。

6.3.2 調査

(1) 書類調査

書類調査は、現地調査に先立って、設計図書、定期点検報告書等を調査し、構造諸元、点検時の損傷状況を十分把握した上で、現地で確認すべき事項と箇所を明確にまとめておくものであり、次の6項目の確認を行い、現地での確認事項を野帳に整理しておく。

- ①対象橋梁の竣工年度、橋種、主桁形状・寸法、設計計算書、支承形式等
- ②塗装仕様及び塗装塗替履歴（過去に塗装補修を行っている場合）
- ③過去の腐食損傷対策および漏水経路対策（伸縮装置の取換、床版の防水対策・損傷程度等）の履歴の有無と内容
- ④点検時点での支承の可動状況および腐食発生状況
- ⑤腐食発生部位の諸元（桁高、上下フランジ幅、上下フランジ・ウェブの板厚、錆の発生範囲、減肉量等）
- ⑥想定される腐食損傷箇所と対策工法

(2) 現地調査

現地調査は、点検結果に基づき、対策の判断およびその設計に必要な情報の取得を目的に、腐食発生部位については原則、次の6項目について調査、確認を行い、正確に記録する。

- ①対象橋梁の竣工年度、橋種、桁形状・寸法、支承形式等
- ②腐食損傷状況（腐食損傷の発生状況、発生範囲、損傷程度）
- ③過去の腐食損傷対策および漏水経路対策の状況
- ④支承の可動状況（回転、移動）
- ⑤腐食箇所の特定
- ⑥損傷原因の特定（漏水経路の特定と損傷状況、付着塩分量の調査と塩分組成の分析による塩分源の特定）

(3) 減肉形状の計測

減肉形状の計測では、部材に著しい腐食減肉が生じていると判断された箇所では、次の4項目の計測を行う。

- ①漏水および滞水、漏水跡および滞水跡の有無
- ②腐食範囲（縦×横）
- ③減肉形状および最大減肉量

減肉形状および最大減肉量は、部材の発生応力上の影響度を評価する際に必要となる。

計測方法としては、原則、超音波板厚計を用いることとし、超音波板厚計での計測が困難な場合はノギス等を用いてもよい。計測方法としては、図-6.2に示すような著しい腐食損

傷が生じている場合は、腐食範囲全体に格子間隔 10cm の格子座標を設定し、各交点の板厚を計測する。なお、最大減肉量とみなされる単点を適宜選り計測を行う。

計測時に留意する点として、以下の3項目が挙げられる。

- ・浮き錆は、グラインダー等により除去する。
- ・格子座標はチョーク、水糸等で直接罫書きする。
- ・表面は不整面であるので必ずしも格子点上で計測できるとは限らないため、格子点周辺での計測値を用いてもよい。

④健全箇所での板厚

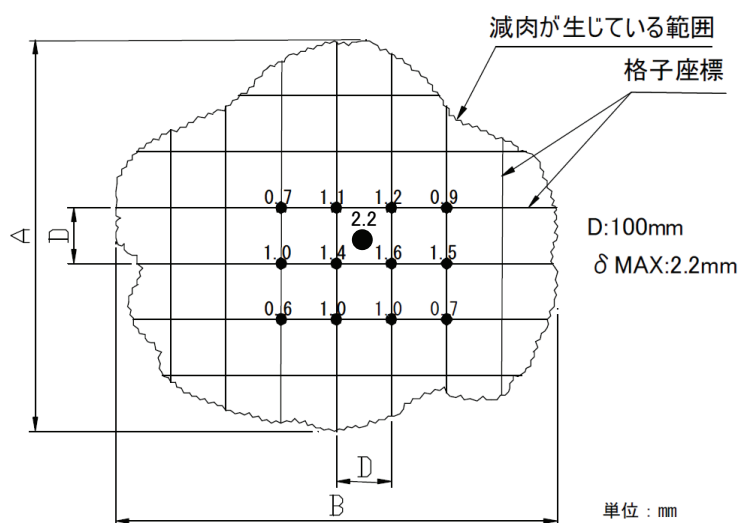


図-6.2 減肉形状図

6.3.3 あて板補修の設計一般

(1) 新規鋼部材の取り付け方法

既設鋼部材に新規鋼部材を取り付ける際の部材の添接方法としては、高力ボルトを用いる方法、現場溶接を行う方法、接着剤を用いる方法がある。

現場溶接は、以下の理由により、原則として用いない。

- ①狭隘な作業スペースで溶接姿勢が限定されるため取り付け精度が低下し欠陥が生じやすい。
- ②供用下での溶接作業となるため振動や風の影響を受けやすい。
- ③温度管理を適切に行わないと初期不良（低温割れ、高温割れ）を生じる可能性がある。
- ④古い鋼材は溶接性に劣る場合が多い。
- ⑤再溶接による残留応力、ひずみの増加、新たな溶接欠陥の発生など疲労強度の低下要因を残す可能性がある。

次に、接着剤を用いて CFRP や鋼材を接着接合する方法については、既設部材にボルト孔をあける必要がないなど長所もあるが、接着剤の不具合等により、あて板部材が落下して第三者被害をもたらす可能性もあるため、現時点では採用しない。

以上により、あて板補修にあたっては、高力ボルトを用いる方法を採用する。

次に、高力ボルトを用いた接合方法としては、摩擦接合と支圧接合がある。支圧接合は、力

学的にはもっとも合理的な手法であると考えられるが、以下の理由により、採用しない。

- ①狭隘な現場での施工が困難である。
 - ②桁端部下端にあて板補修を行う場合などでは、新規鋼部材を既設鋼部材とメタルタッチすることが求められるが、支圧ボルトを用いた場合、メタルタッチした状態で支圧ボルトを施工することは困難である。
 - ③一般的に打ち込み式高力ボルトが用いられるが、ボルト打ち込み時の発生音が大きいために夜間作業においては適用しがたい。
 - ④腐食した減肉部に対しては、支圧接合を用いることはできない。
- 以上により、新規鋼部材を取り付ける接合方法は、高力ボルト摩擦接合を基本とする。

(2) 腐食部と接合面に対する処理

腐食した凹部に対して、そのままの状態であて板補修を行った場合、腐食部が空洞となり、そこを起点として再度腐食が発生・進行する可能性が高い。その対策としては、腐食部をエポキシ樹脂等で充填する方法と、腐食部に対して腐食の要因となる水と空気を遮断する方法、例えば弾性シール材であて板補修の全周をシール加工する方法等があるが、後者については、シール材が太陽光（紫外線）や塩分を含んだ漏水などの影響を直接受けるため、長期耐久性が不明なため、腐食部にはエポキシ樹脂等の接着剤を充填する方法を採用する。

次に、接合面に対しては、接着剤を用いないで通常の摩擦接合継手とする方法も考えられるが、腐食部に接着剤を確実に充填するためには、接着剤を盛り上げるような形で充填する必要があり、その場合、余分に盛り上げた接着剤はあて板時およびボルト締め付け時に、接合面に流れてくることとなる。このとき、接着剤の流出範囲を明確に区分することは困難であるため、接着剤は接合面全面に塗布する。

以上により、鋼腐食部に対してあて板補修を行う場合は、腐食部と接合面に接着剤を用いた、接着剤と高力ボルトを併用して鋼部材をあて板補修することを基本とする。

6.3.4 あて板補修に用いる構造用接着剤

(1) 基本性能

構造用接着剤としては、エポキシ樹脂系、アクリル樹脂系、メタクリル樹脂系、ポリエステル樹脂系など種々があるが、土木建築の分野においては、エポキシ樹脂系接着剤が広く使用されている。その理由としては、5℃～40℃の温度範囲で硬化する硬質樹脂は少なく、それらの樹脂の中では、エポキシ樹脂はバランスの取れた性能を有していることがあげられる。

エポキシ樹脂系接着剤の特長は以下の点である。

- ①優れた接着性、優れた硬化物物性
- ②優れた寸法安定性
- ③優れた耐水性、耐薬品性
- ④優れた耐久性
- ⑤設計自由度が高く、幅広い用途で使用可能
- ⑥樹脂材料としては、高いコストパフォーマンス

エポキシ樹脂系接着剤には一液性と二液性とがあるが、一般には二液性のものが用いられることが多い。エポキシ樹脂を主剤とする二液性のエポキシ系接着剤には硬化剤の種類によって多くの種類があり、使用する硬化剤によって可使時間や硬化時間などの基本性能が左右される。

以上により、あて板補修に用いる接着剤としては、原則として常温硬化型で二液性のエポキシ樹脂系接着剤で、金属同士の接着に適した材料を採用する。

また、接着剤を併用したあて板補修では作業性が問題となる。特に重要な項目は、「可使時間」と「練り上げ状態」である。可使時間は練り上げた状態から塗布するまでの許容（施工可能）時間である。工事規模にもよるが一般的には30分程度以上は必要であると考えられる。また、接着剤を練り上げた状態としては、液状、ペースト状、パテ状の3つの状態があるが、あて板補修を行う部材により、下向き、立向き、上向きに塗布することを考えると、液状のものは好ましくなく、ペースト状、あるいはパテ状が望ましい。いずれにしても塗布後に接着剤が大きく垂れるものは望ましくない。

以上により、可使時間および塗布性など、現場作業性に問題がない材料を採用しなければならない。

(2) 引張せん断強度

接着剤を併用したあて板補修において、接着剤強度が余りにも弱いと、接着剤部が破断することとなる。例えば、M22の高力ボルトが10cm間隔で配置されているとすると、高力ボルトのすべり耐力に見合う接着剤の所要せん断強度は式(6.1)のようになる。

$$\tau_{req} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{205 \times 0.45 \times 1000}{100 \times 100 - (24.5^2 \times \pi / 4)} = 9.7(MPa) \quad (6.1)$$

すなわち、せん断強度が9.7MPa以上あれば、接着剤部のせん断強度がすべり係数を0.45としたときの高力ボルトのすべり耐力よりも大きくなることとなる。そこで、材料の誤差も考慮し、ここでは安全率として1.5として、接着剤に求める引張せん断強度を15Mpa以上（JIS K 6850）とする。

接着剤は常温では高い引張せん断強度を有するが、温度に対する熱可塑性があるのが通常であり、高温時には軟化して接着強度が低下するものが多い。あて板補修を施す箇所にもよるが、真夏時には橋体温度が60℃にも達する場合があります。この温度で接着剤の引張せん断強度が失われることがないようにしなければならない。そこで、あて板補修を施す箇所の想定最高温度においても、引張せん断強度が15Mpa以上を満足する接着剤を選定・使用しなければならない。

また、温度が上昇すると硬化するタイプの接着剤もあるが、現場での取り扱いが難しいことから使用しない方がよい。

(3) 圧縮強度

あて板補修における高力ボルトの締め付け時期としては、以下の2通りが考えられる。

①接着剤を塗布してあて板を施し、すぐに高力ボルトを本締めする。

②接着剤を塗布してあて板を施し、仮締めした後、接着剤がある程度硬化してから本締めする。

①は腐食量が全体的に小さく、高力ボルト配置部に特に大きな腐食がない場合に考えられる方法である。一方、②は、腐食量が大きく、高力ボルトを本締めすると、腐食による凹みのため、あて板が大きく変形する危険がある場合に適用する方法である。

①の場合、腐食部の凹みが大きく、あて板材が薄い場合は、高力ボルトの締め付けに伴い、あて板材が塑性変形し、あて板端部が反り返ることが想定される。これは、あて板端部から、将来、水の浸入の恐れがあり、維持管理上好ましくないため、ここでは原則として②の方法を採用する。

ただし、②の場合、ボルトを本締めすることで接着剤に割れが生じる心配があるため、50MPaの圧縮強度を有する接着剤を塗布後、20℃程度で1日おいてから高力ボルトを本締めするという簡易な実験を行ったところ、割れは一切認められなかった。したがって、外気温が20℃程度の場合、高力ボルトは接着剤塗布後、1日以降に締め付けるのが好ましい。

また、接着剤の圧縮強度が余りにも弱いと、終局すべり時に接着剤に局部的な変形が生じる危険があると同時に、ボルト締めつけ時の作業も困難となる。そこで、現在、市販されている接着剤について、常温における圧縮強度（降伏強度）を調査した。調査結果を図-6.3に示す。

以上のことから、20℃における1日硬化後の圧縮強度が30MPa以上（JIS K 7208）でなければならない。

なお、圧縮特性を向上させるために、エポキシ樹脂に砂、鉄粉などを添加することも考えられるが、これらの添加材を入れると、腐食のない場所において接着剤の厚みが添加材の最大径によって決まる。これにより、接着剤のせん断強度が低下する可能性が高いことから、圧縮特性を向上させるための砂、鉄粉などの添加材は原則として使用しない。

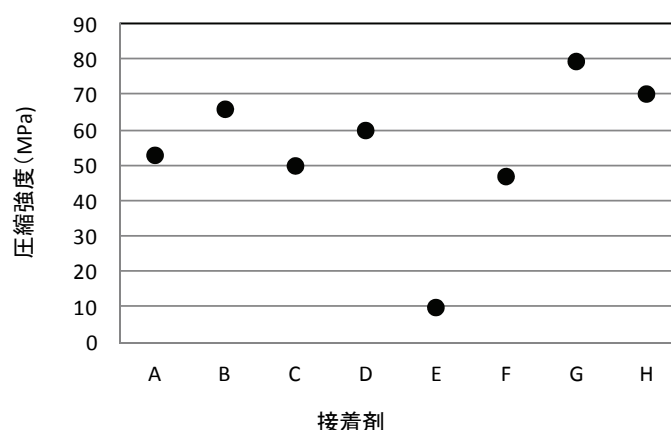


図-6.3 エポキシ系接着剤の圧縮強度（降伏強度）の調査結果（20℃～25℃）

(4) 硬化による線収縮率

あて板を施工した後に接着剤は硬化する。その際に接着剤が大きく収縮するのは好ましくない。収縮すると接着剤と鋼板の境界面に引張力が発生し、せん断強度を低下させる要因となる。ここで、引張弾性係数が 1200 N/mm^2 の接着剤の線収縮率が 1.5%と仮定すると、硬化収縮によ

る発生応力は式(6.2)により推定され、これは接着剤の引張応力よりもかなり小さい値である。

$$\sigma = (1200 / 2) \times 0.015 = 9.8 \text{MPa} \quad (6.2)$$

以上により、硬化による線収縮率が 1.5%以下 (JIS A 6024) でなければならない。

(5) 硬化後の線膨脹係数

接着剤を薄塗りする場合はあまり問題とはならないが、腐食等で凹部が存在する場合、温度変化により、鋼と接着剤との間に引張応力が生じる。両者の線膨脹率が極端に違う場合は、凹部の中で接着剤が膨脹・収縮を繰り返すことになる。例えば、引張弾性係数が 1200 N/mm^2 の接着剤の線膨脹係数が鋼部材のそれよりも 10 倍大きいと仮定すると、温度変化 30°C に対する付加応力は、式(6.3)により推定され、腐食凹部等の接着剤にはこの応力が繰り返し作用することになる。

$$\Delta \sigma = 1300 \text{N/mm}^2 \times 30^\circ\text{C} \times (1.2 \times 10^{-4} - 1.2 \times 10^{-5}) = 4.2 \text{MPa} \quad (6.3)$$

この値は、接着剤の引張限界応力に対しては約 1/6 程度と小さな値であるが、接着性能に悪影響を及ぼす可能性があるため、接着剤の線膨脹係数の最大値は 1.0×10^{-4} 以下でなければならない。

(6) ガラス転移点温度

あて板補修を施す箇所にもよるが、日光の直射を受ける場所では、真夏時には橋体温度が 60°C にも達する場合があるため、炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル⁶⁻²⁾も参考に、接着剤のガラス転移点温度は 70°C 以上とする。

6.3.5 あて板補修の設計

(1) あて板の配置方法

あて板補修を行う方法として、腐食面側だけに行う方法と、腐食面とその反対側にも配置し、腐食部材の両面から補強する方法があるが、ここでは、なるべく偏心がないように、腐食面が片側であっても、原則として、腐食部材の両面に配置する。また、接着剤を塗布したあて板はなるべく最大断面欠損が中央に位置するように配置しなければならない。

(2) あて板の板厚と材質

腐食部材は、一般的に各部位によって腐食深さ、すなわち断面欠損量は異なる。また、あて板補修する箇所においては、軸方向力が作用する箇所、曲げモーメントが作用する箇所、せん断力が作用する箇所、および組み合わせ断面力が作用する箇所と、様々な箇所で適用さえることとなる。このとき、その設計にあたっては、通常、接合面のすべりと既設部材と新設部材の降伏に対して安全なように設計を行うこととなる。そこで、あて板については、これらの種々

の条件においても適用できるように、安全側を考慮して、原則として、既設部材と同材質・同厚とする。なお、既設部材と同厚にすることで著しく不経済となる場合は、最大の腐食深さを用いてあて板の必要厚を算定してもよい。ただし、あて板の厚みが余りにも薄いと、高力ボルトの締めつけ時にあて板が変形する恐れがあるので、あて板の厚みは 6mm 以上とする。

(3) 高力ボルト

あて板補修に用いる高力ボルトは、維持管理上への配慮から、原則として補強対象となる鋼構造物に使用されているものと同じ呼び径で、同じボルト等級のものとする。ただし、ボルト等級の F10T と S10T は同等としてよい。

(4) 腐食部への高力ボルトの配置

接着剤と高力ボルトを併用したあて板補修のメカニズムは複雑であり、明確には解明されていないが、第 4 章の実験結果により、接着剤を充填した凹部に高力ボルトを配置した供試体において、接着剤を使用しない通常の摩擦接合継手以上のすべり耐力を確保できることが明らかとなった。また、接着剤のクリープやボルトのリラクセーションを考慮しても、設計ボルト軸力に対するすべり係数は、0.45 以上を確保できることがわかったため、あて板に配置する高力ボルトは腐食減肉部にも配置し、6.3.4 に示す機能を有する接着剤を用いた場合は、腐食部に配置したボルトを設計上考慮してよい。なお、その場合、腐食減肉部に配置した高力ボルトも有効とした高力ボルト摩擦接合継手として設計を行い、ボルト軸力は設計ボルト軸力、すべり係数は、既設部材の表面粗さが算術平均粗さ $Ra=5\mu m$ 以上を満足する場合は 0.45 として算出してよい。ただし、既設部材の表面粗さが $Ra=5\mu m$ 未満となる場合のすべり係数は、その都度実験で求めてもよいが、実験を行わない場合は 0.2 とする。

(5) 高力ボルトの設計

定着部のボルトは、道路橋示方書・同解説（以下、道示という。）⁶⁻³⁾に従い、2 列以上とし、その設計は原則として作用力に対して行なう。また、連結部の設計は、補修であることを考慮し、原則として作用力に対して行い、既設部材の全強の 75%以上の強度を確保しなくてもよい。

また、あて板のボルト間隔および縁端距離は、原則として道示⁶⁻³⁾に準拠する。

(6) 孔引き応力の照査

高力ボルト孔をあけることによる既設部材の応力は増加する。この孔明けによる応力増加は既設部材が引張・圧縮にかかわらず発生する一種の断面欠損応力増である。したがって、一度に施工する孔明け数は、孔明けによる既設部材の孔引き応力が許容応力を超えないように決めなければならない。

(7) 構造詳細

部材の角部がガス切断や切削仕上げにより鋭いエッジになっていると、塗料が十分に付着せず塗膜が薄くなり早期に発錆しやすくなるので、組立後、自由縁となるあて板部材の角部は、

専用加工機やグラインダーによる曲面仕上げ（ $R=2\text{mm}$ 以上）を行うとともに、その部分だけ先行塗装しなければならない。

6.3.6 接合部の表面処理

(1) あて板部材の表面処理

あて板部材は、製作後から取り付け時までの防錆上の問題から、あらかじめ工場で製作し、ブラストにより表面処理を行い、無機ジンクリッチペイント $75\mu\text{m}$ を塗布する。

(2) 既設部材の表面処理

腐食部は、錆などを完全に除去する必要があるため、ブラストを行うのが望ましいが、狭隘な場所での施工であることや、現場条件としてブラスト機材を持ち込むことが容易でない等、やむを得ない場合は、動力工具による 2 種ケレン程度でも良い。ただし、その場合でも、腐食部に錆が残ると、接着効果が薄れるので、錆を入念に除去しなければならない。

また、ブラスト処理や動力工具を用いて素地調整を行った後には、既設部材の表面粗さは、腐食部近傍の平坦部において、算術平均粗さ $Ra=5\mu\text{m}$ 以上を確保しなければならない。なお、 $Ra=5\mu\text{m}$ 未満となる場合は、すべり係数が低下するので、それを考慮した設計を行わなければならない。

6.3.7 あて板補修の施工

あて板補修の施工に伴う高力ボルト施工手順は、既設部材の応力状態によって左右される。応力に十分な余裕があれば、全ボルト孔を同時に開けてもよいが、一般には、ボルト 1 本ずつ、あるいは 1 列ずつ差し替えていくことが必要となる。ここでは後者の場合のあて板補修の施工手順を示す。

(1) 寸法計測

6.3.2(3)に従い、腐食部の寸法計測を行い、あて板補修範囲を決める。

(2) 位置決めボルト孔の孔明け

既設部材にマーキングして、位置決めボルト孔および接着剤用仮ボルト孔のみ、アトラード所定の孔あけを行う。ここで示す孔は、基本的に位置決めするためのドリフトピン用の孔と、接着剤を塗布後の接着面の安定化のための仮ボルト孔のみとする。

(3) あて板製作

寸法計測結果に基づき、あて板を工場にて製作する。

(4) 既設部材の素地調整

既設部材の素地調整は、ブラストを行うのが望ましいが、現場条件により動力工具を用いた 2 種ケレンを行う場合は、ディスクサンダー、ワイヤホイール、ブリストルブラスター等の電動

工具やワイヤブラシ、スクレーパーなどの手工具を用いて行う。凹部に堆積した錆は豆グラインダーで除去しなければならない。

(5) 既設部材およびあて板への接着剤の塗付

既設部材に生じた腐食した凹部に接着剤を充填する。なお、凹部に隙間なく接着剤を充填するためには、接着剤を盛り上げるような形で塗布するのがよい。その後、既設部材の腐食していない平滑な接合面とあて板の接合面の両方に接着剤をなるべく薄く塗付する。

接着剤を塗布する場合の留意事項は以下のとおりである。

- ①気温が 5℃以下、湿度が 90%以上の時は、接着剤の塗布作業を実施してはならない。
- ②接着面に油、水、ごみ等が付着している場合は入念に除去しなければならない。
- ③使用する接着剤の可使時間を厳守しなければならない。また、接着剤製造会社が指定する主剤と硬化剤との混合比率を厳守するとともに十分に練り混ぜしなければならない。
- ④接着剤をむやみに厚塗りしてはならない。

(6) 仮ボルトの差し込み、および押しつけ

位置決め用孔に仮ボルトを差し込み、スパナ等で仮締めを行う。差し込むときに接着剤がねじ部に付着しないように、ビニールシート等で保護して差し込む。また、仮ボルト孔に仮ボルトを差し込み、スパナ等で仮締めを行う。この段階であて板の周辺から滲み出る余分な接着剤を除去する。なお、滲み出る接着剤は、ある程度除去すればよく、完全に除去しなくてもよい。

(7) 接着剤の養生

接着剤を硬化させるための養生を行う。標準温度（20℃）では 1 日程度の養生期間でよい。寒冷期では、接着剤の硬化に時間を要するので、さらに養生時間を取るか、1 日程度の養生期間で次工程に進む場合は、当該箇所をヒーターやカイロ等で保温するなどの対策を取らなければならない。

(8) 仮ボルトの取り外し、既設部材の孔あけ、高力ボルトの差し込み、および締め付け

養生完了後、仮ボルトを取り外す。その際、ボルトを無理に抜こうとすると、接着した箇所の接着力を破壊する可能性があるため、万力等で固定し、注意して行う。

次に、棒グラインダー等でボルト孔部にはみ出た接着剤を除去した後、正規の高力ボルトに差し替え、締め付けを行う。

位置決めボルト孔以外の既設部材のボルト孔は、あて板を仮止めした状態で孔あけを行い(当てもみ)、孔あけ後に高力ボルトを差し込み、締め付ける。この作業は、基本的に 1 本ずつ行う。なお、高力ボルトは 1 次締め、本締めの 2 工程とするのがよいが、応力状態によりそれが不可能な場合は、差し替えと同時に本締めを行ってもよい。また、ボルトの締め付けは、通常は連結板の中央のボルトから順次端部ボルトに向かって行うが、接着剤が充填された凹部にボルトを先行して締め付けると接着剤の変形に伴い、あて板が変形する恐れがあるため、あて板が変形しにくいような順序でボルト締めを行わなければならない。

なお、あて板を施す箇所における死荷重による応力が小さい場合、およびベント等を設置して応力緩和した場合には、既設部材の孔あけを一気に実施してもよい。

(9) 塗装施工

あて板施工後には、土木工事共通仕様書⁶⁻⁴⁾にしたがい、あて板およびその周辺部に塗装を行う。ただし、耐候性橋梁の場合は、その適用について検討しなければならない。すなわち、今後も漏水等により、腐食損傷が生じる可能性がある場合は、塗装を施工し、漏水等の原因が排除できた場合は、塗装を施工しなくても良い。

6.3.8 腐食減肉した鋼構造物のあて板補修例

(1) 支間中央部に対するあて板補修

腐食減肉した支間中央部に対するあて板補修の例を図-6.4に示す。あて板はなるべく最大断面欠損が中央に位置するように配置し、既設部材の両側から挟みこむことを基本とする。あて板の板厚は、既設部材の健全時の板厚と同厚（両側から挟みこむ場合は半分ずつ）を基本とし、市場で入手しやすい板厚とする。腐食減肉部および接合面全体に構造用接着剤を使用し、腐食減肉部に配置した高力ボルトを設計上有効とした、高力ボルト摩擦接合として設計する。

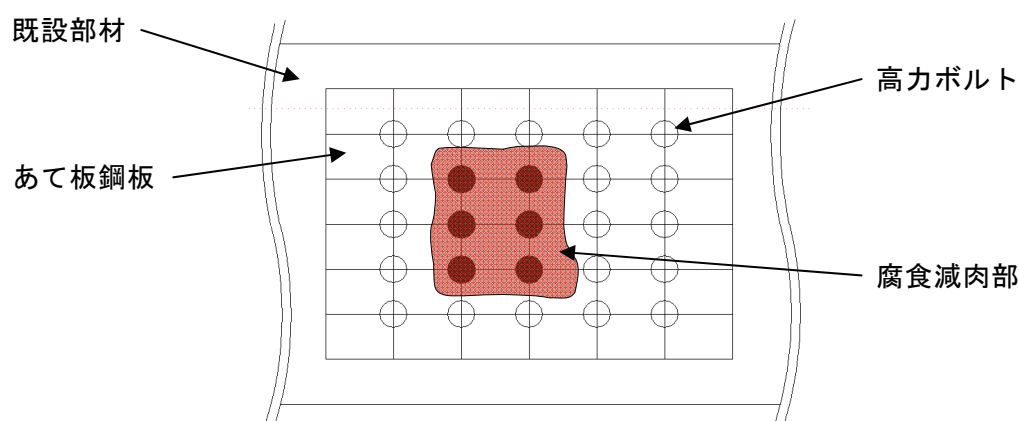


図-6.4 支間中央部に対するあて板補修の例

(2) 桁端部に対するあて板補修

腐食減肉した桁端部に対するあて板補修の例を、図-6.5に示す。支点部は道示⁶⁻³⁾の柱として補修設計し、あて板は支点上補剛材とウェブに高力ボルトを用いて接合する。あて板部材は、L形鋼もしくは溶接構造用圧延鋼材を用いたビルドアップ部材とし、その板厚は既設部材の健全時の板厚と同厚（両側から挟みこむ場合は半分ずつ）を基本とし、市場で入手しやすい板厚とする。腐食減肉部および接合面全体に構造用接着剤を使用し、腐食減肉部に配置した高力ボルトを設計上有効とした、高力ボルト摩擦接合として設計する。ウェブ下端の橋軸方向のあて板補修範囲は、道示⁶⁻³⁾における支点部の柱としての断面有効範囲以上、かつソールプレート端部より広くする。あて板部材と下フランジ上面とはメタルタッチとし、溶接は行わない。また、すみ肉溶接部を避けるためと、支点上補剛材の腐食減肉部およびウェブの欠損部には、フィラ

ープレートを設ける。

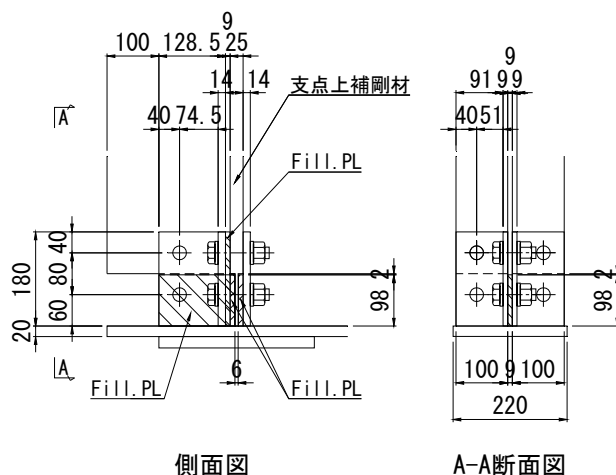


図-6.5 桁端部に対するあて板補修の例

6.4 まとめ

本章では、第5章までに得られた研究成果を反映して、現場での施工性も考慮し、新設鋼部材の接合面は無機ジンクリッチペイント面、既設鋼部材の接合面は2種ケレン面とした上で、接合面全体に接着剤を塗布し、接着剤を充填した凹部に配置した高力ボルトを設計上有効としてあて板補修範囲を合理的にした「腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアル（案）」を作成した。

〔第6章 参考文献〕

- 6-1) 土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，丸善，2009.3.
- 6-2) 高速道路総合技術研究所：炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル，2013.10.
- 6-3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，丸善，2012.3.
- 6-4) 阪神高速道路株式会社：土木工事共通仕様書 第1編 共通 第3章 一般施工，2009.2.
- 6-5) 土木学会：FRP 部材の接合および鋼と FRP の接着接合に関する先端技術，丸善，2013.11.

第7章 結論

本論文は、供用年数の増加とともに多くの損傷が発生している鋼橋において、腐食により減肉した鋼部材に対して、現場で施工可能で、かつ合理的な補修設計法として接着力のあるエポキシ樹脂（以下、接着剤という。）と高力ボルトを併用したあて板補修・補強技術を確立し、補修・補強設計マニュアルを作成したものをまとめたものである。

研究にあたっては、まず、異なる接合面処理が高力ボルト接合部のすべり挙動に及ぼす影響を評価し、高力ボルト接合により新規鋼部材を追加設置する設計法を検討した。次に、腐食減肉を模擬した接合面凹部に構造用接着剤を充填し、接合面全体にも構造用接着剤を塗布した高力ボルト継手のすべり耐力試験を実施し、多様な腐食形態に対するあて板補強について検討した。さらに、腐食した鋼桁端部を事例として取り上げ、有限要素解析、および実大スケールの鋼Ⅰ桁端部供試体を用いた載荷実験により、模擬腐食損傷に対する現行のあて板補修方法の安全性ならびに構造用接着剤を考慮したより簡易かつ合理的なあて板補修方法を検討した。最後に、それらの成果をとりまとめて「腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアル（案）」を作成した。以下に各章の結論を総括する。

第2章「都市高速道路の維持管理の現状」では、都市高速道路の一例である阪神高速道路の維持管理の現状を明らかにするとともに、損傷発生状況についてマクロ分析を行い、損傷発生状況を定量的に把握した。また、損傷した鋼桁に対する補修事例を示した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 阪神高速道路の鋼桁の定期点検結果によると、補修対応が必要な鋼桁は約 17.2%であり、その数は 1,100 径間を超える。また、全く損傷が発生していない鋼桁は約 19.2%であり、残りの 80.8%の鋼桁には何らかの損傷を有している。
- (2) 鋼桁の損傷の発生傾向は、供用年が古くなるにつれて、損傷数が多く、損傷レベルも大きくなる。また、供用年順に 4 段階に分かれる。
- (3) 2011 年（平成 23 年）度末の損傷件数は、2005 年（平成 17 年）度末の損傷件数の 3 倍以上であり、近年損傷件数が増加傾向にある。また、最も多い損傷が桁端部のさび・腐食である。
- (4) 桁種別毎の損傷発生状況を比較すると、支間部では、RC 床版桁ではさび・腐食の損傷が最も多く、鋼床版桁ではき裂損傷が多い。一方、桁端部では、桁種別に関わらずさび・腐食の損傷が非常に多い。
- (5) 桁端部の腐食損傷の中で最も著しい損傷事例としては、桁端側のウェブ下端が貫通（欠損）し、支点上補剛材下端が健全時の板厚の約半分まで減肉している事例であった。
- (6) さび・腐食による A ランク以上の損傷発生率は、桁端部は支間部の約 2.8 倍、B ランクでは約 2.1 倍と、桁端部は支間部よりさび・腐食の損傷が多い。また、桁端部におけるさび・腐食による損傷発生率は、供用年数が 35 年を超えると、供用年数に比例的に増加する。
- (7) 損傷発生までの平均供用年数を算出すると、桁端部の方が支間部より長くなった。これは、支間部は損傷径間数が少なく、比較的早期に損傷するものが原因であった。

- (8) さび・腐食で A ランクと判定された箇所について、前回点検時の判定ランクと比較すると、支間部、桁端部とも OK ランクから A ランクに移行したものが最多であり、さび・腐食損傷は、急激に進行する箇所が相当数ある。

第 3 章「接合面処理の違いがすべり挙動に及ぼす影響に関する検討」では、鋼橋の補修・補強工事の現場においては、既設鋼部材の素地調整について、現場条件等から 1 種ケレン（ブラスト処理）できない場合も多い。そこで、補修・補強工事において、既設部材側にブラスト処理が困難な場合を想定して、無機ジンクリッチペイント面と 2 種ケレン面といった異なる接合面を有する高力ボルト摩擦接合継手試験体を用いてすべり耐力試験を実施し、無機ジンクリッチペイントの膜厚と 2 種ケレン面の表面粗さがすべり係数に与える影響を明らかにするとともに、2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンクリッチペイント面を接合面とする高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数を提案した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 2 種ケレンにおいても、表面粗さのパラメータである、算術平均粗さ R_a と最大高さ粗さ R_z と十点平均粗さ $R_{z_{JIS}}$ との間には、それぞれ高い相関がある。
- (2) ディスクサンダー（砥粒 C、粒度 F16）による通常の 2 種ケレン仕上げでは、鋼材粗面の表面粗さは、 $R_a=1\sim 1.6\mu\text{m}$ 、 $R_z=6\sim 13\mu\text{m}$ 、 $R_{z_{JIS}}=5\sim 8\mu\text{m}$ であった。また、表面粗さの変動係数は大きく、動力工具による素地調整は、作業員の力の入れ具合やサンダーがけの方向などもばらつきの原因となり、表面粗さの再現性は低いものと考えられる。
- (3) ディスクサンダーによる通常の 2 種ケレン仕上げ（塗膜が完全に除去された状態： $R_a=1\sim 1.6\mu\text{m}$ ）と無機ジンクとの組合せでは、すべり係数は $0.27\sim 0.30$ であり、 0.4 を下回った。
- (4) 最大高さ粗さ R_z が無機ジンク膜厚より小さい場合はすべり係数と各表面粗さパラメータ（ R_a 、 R_z 、 $R_{z_{JIS}}$ ）は線形の関係であった。しかし、無機ジンク膜厚以上の最大高さ粗さ R_z においては、頭打ちする結果となった。
- (5) 鋼材粗面同士の組合せよりも、鋼材粗面と無機ジンクとの組合せの方が、鋼材粗面の表面粗さとすべり係数の相関性は高いことがわかった。また、 $R_{z_{JIS}}$ が $40\mu\text{m}$ 程度までの領域は両者に大きな差はみられないが、 $60\sim 80\mu\text{m}$ の領域で鋼材粗面同士の場合よりも無機ジンクと鋼材粗面の場合の方がすべり係数が大きくなる傾向にあった。
- (6) すべり試験後の接合面観察により、無機ジンク膜厚を $50\mu\text{m}$ 以上確保している場合、表面粗さが小さい試験体では母板と無機ジンクの界面においてすべりが発生し、表面粗さが大きい試験体では無機ジンク層内での凝集破壊によりすべりが発生していることが確認できた。また、表面粗さが大きい方がすべり係数が大きくなったことから、無機ジンクの界面破壊よりも無機ジンクの凝集破壊の方がすべり係数が大きくなると判断できる。
- (7) 2 種ケレンによる鋼材粗面と無機ジンク面の高力ボルト摩擦接合継手のすべり係数について、新規部材の無機ジンク膜厚を $50\mu\text{m}$ 以上 $150\mu\text{m}$ 以下とすれば、動力工具を用いて素地調整した既設部材の表面粗さが、算術平均粗さ $R_a\geq 5\mu\text{m}$ の場合はすべり係数 0.4 、 $R_a<5\mu\text{m}$ の場合はすべり係数 0.2 を提案した。

第 4 章「腐食部に接着剤を用いたあて板補強のすべり挙動に関する検討」では、腐食により

生じる多様な形態の鋼板表面凹部に対するあて板補強の信頼性を確認するため、腐食減肉を模擬した接合面凹部に構造用接着剤（エポキシ樹脂）を充填し、接合面全体にも構造用接着剤を塗布した高力ボルト接合部のすべり耐力試験を実施し、腐食部に接着剤を用いたあて板接合部の最大耐力および有効すべり係数を評価した。また、凹部（接着剤充填部）に高力ボルトを配置した場合のボルト軸力の低下について検討した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 接合面に接着剤を塗布し高力ボルトを併用した供試体においても、高力ボルト摩擦接合継手供試体と同様に、荷重の増加に伴い母板と連結板の相対変位が増加し、その後、明瞭な音の発生とともに荷重が低下した。その際、発生する相対変位量についても、大きな差異は見られなかった。したがって、実務設計の簡便さから、高力ボルト摩擦接合継手の設計を基本とした設計が可能であると考えられる。
- (2) 凹部の有無、位置、深さ、連結板の表面処理方法に関わらず、本研究で用いた接着剤と高力ボルトを併用した供試体のすべり耐力は、摩擦接合継手供試体のすべり耐力以上であった。また、設計ボルト軸力を用いて算出した有効すべり係数は、0.45 以上を確保できた。
- (3) 試験前軸力を用いて算出した有効すべり係数では、凹部の有無、位置、深さの違いに依存せず差は見られなかった。一方、設計ボルト軸力を用いて算出した有効すべり係数を見ると、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体は、他の供試体より 7%程度小さくなる。これは、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体では、軸力低下が大きいためである。
- (4) 連結板表面が無機ジンクで凹部がない供試体において、接着剤の塗布後、スナッグタイト（導入軸力 46kN 程度）により接合面の余剰な接着剤を排出し、接着剤厚を極めて薄くしたところ、接合面の接着剤の有無に関わらず、軸力低下率は 6%程度で同等であった。このことから、接着剤のクリープ変形の影響は少なく、無機ジンクのクリープ変形による軸力低下への影響が支配的であると考えられる。
- (5) ボルト孔直下以外に凹部が位置する供試体の軸力低下率は 6%程度であり、ボルト孔直下以外に位置する凹部は、軸力低下に影響を及ぼさないことがわかった。一方、ボルト孔直下に $\phi 65\text{mm}$ の凹部が位置し、凹部同士が分離している供試体の軸力低下率は、凹部深さに関係なく 12%程度となった。また、ボルト孔直下に凹部が位置する供試体の軸力低下率は、ボルト孔直下に凹部がない供試体の軸力低下率よりも大きく、また凹部の範囲が大きくなると軸力低下率が大きくなった。これは、ボルト孔直下に凹部が位置すると、ボルトの締め付けに伴う連結板の局所的な塑性変形に起因すると考えられ、凹部の範囲が大きくなるに従って、連結板の変形量が大きくなっていると考えられる。
- (6) 連結板表面が無機ジンクで接着剤と高力ボルトの併用した供試体は、外側の断面では母板が荷重を負担し、内側の断面では連結板が荷重を負担する。また、接着剤を塗布した場合の方が、供試体端部の拘束により、接着剤を塗布しない場合に比べ高い剛性を得ることができる。
- (7) 連結板表面がブラスト処理で接着剤と高力ボルトを併用した供試体は、100kN の載荷状態において、外側断面の連結板においても荷重を負担している。また、摩擦接合継手供試体や連結板表面が無機ジンクで接着剤と高力ボルトを併用した供試体より、高い剛性を得ることができる。

- (8) 試験終了後にすべり面を観察したところ、連結板表面が無機ジンクの供試体の場合、ボルト孔直下で接着剤の凝集破壊、ボルト孔直下以外では無機ジンクの凝集破壊となった。一方、連結板表面がブラスト処理の場合の破壊箇所は、接合面全面で接着剤の凝集破壊であった。
- (9) 以上のことから、腐食により減肉した鋼部材に対して接着剤と高力ボルトを併用したあて板補修を行う場合、腐食減肉部に配置した高力ボルトも有効とした高力ボルト摩擦接合継手（すべり係数は 0.45）として設計を行うことが可能であると考えられる。ただし、その際に用いる接着剤は、補修現場における温度等の環境の変化に対して、本研究で用いた接着剤と同等の性能を有する必要がある。

第 5 章「腐食した鋼桁端部の補修・補強設計法に関する検討」では、第 3 章ならびに第 4 章の成果に基づき、本研究で提案する構造用接着剤と高力ボルトを併用した簡易かつ合理的な鋼板あて板補修方法を検証するため、腐食した鋼桁端部を事例として取り上げ、有限要素解析により腐食損傷による耐荷力低下のメカニズムを検討した。また、実大スケールの鋼 I 桁端部供試体を用いて載荷実験を行い、模擬腐食損傷に対する現行のあて板補修方法の安全性ならびに構造用接着剤を考慮したより簡易かつ合理的なあて板補修方法について検討した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 桁端側のウェブと支点上補剛材の 2 部材が同時に腐食したケースを対象に有限要素解析を行ったところ、支点上補剛材の減肉範囲の残存板厚が最大耐荷力に大きな影響を及ぼすことがわかった。また、ウェブ桁端側の腐食高さは最大耐荷力にあまり影響を及ぼさないことがわかる。支点上補剛材の減肉高さは、最大耐荷力にある程度は影響を及ぼすものの、減肉範囲の板厚の差ほどの影響ではないことがわかる。
- (2) 支点上補剛材を下端から 100mm の範囲で 1/4 まで減肉（残存板厚 6mm）させ、ウェブは支点上補剛材から桁端側を下端から 100mm の範囲で貫通させた腐食損傷供試体の最大荷重は、健全供試体の最大荷重の約 50%に低下した。これは、減肉した支点上補剛材が座屈したことにより、最大荷重が低下したものであった。
- (3) すべての供試体において、載荷荷重の増加とともにウェブパネルの面外変位は大きくなり、ウェブパネル中央位置の面外変位が最も大きくなった。また腐食損傷供試体においては、支点上補剛材が座屈してからもウェブの面外変位は大きくなったと考えられる。
- (4) ウェブパネル中央位置の主ひずみは、健全供試体では載荷位置と支点を結ぶ方向に圧縮ひずみが生じていたのに対し、腐食損傷供試体では引張ひずみが生じ、方向が異なっていた。これは、腐食損傷供試体では支点部の鉛直方向の耐力が低いために、ウェブパネルに斜張力場が形成されにくかったためと考えられる。
- (5) Case-3, 4 の補修供試体は、ともに健全供試体と同等の最大耐力を示し、その破壊箇所は健全供試体と同様にウェブのせん断座屈であった。これより、Case-3, 4 の補修供試体の最大耐力はウェブの耐力で決定しており、補修した支点部の耐力はウェブのせん断耐力より大きいと考えられる。したがって、支点部の補修として、Case-4 の補修方法を採用することが可能であると考えられる。

- (6) 接合面に接着剤を塗布した箇所の高力ボルトの軸力減少率は 8～14%であり、塗布していない箇所の 5～10%よりやや大きな値となった。これは、接着剤のクリープ変形により軸力減少率が増加したものと考えられる。

第6章「腐食した鋼構造物の補修・補強設計法の提案」では、本実験・解析的検討を踏まえ、現場での施工性も考慮し、新設鋼部材の接合面は無機ジンクリッチペイント面、既設鋼部材の接合面は2種ケレン面とした上で、接合面全体に接着剤を塗布し、接着剤を充填した凹部に配置した高力ボルトを設計上有効としてあて板補修範囲を合理的にした「腐食した鋼構造物の補修・補強設計マニュアル（案）」を作成した。

橋梁の維持管理の今後の展望については、以下の事項が考えられる。第一に、本研究において、既設部材の表面粗さとして、算術平均粗さ $Ra \geq 5\mu m$ を確保する2種ケレンの施工方法や品質管理方法について検討する必要がある。第二に、接着剤を併用したあて板補修について、長期的なデータの蓄積と検証が必要である。第三に、提案した桁端部補修方法について、実橋での施工も踏まえ、経済性の評価を行う必要がある。第四に、接着剤のさらなる技術革新を踏まえ、接着剤の特性を活かした接合方法について研究する必要がある。最後に、FRP（繊維強化プラスチック、Fiber Reinforced Plastics）等の高耐久新材料を用いた補修方法など、維持管理性のよい補修・補強技術について研究する必要がある。

謝辞

本論文は、筆者が平成 22 年 7 月から阪神高速道路（株）より阪神高速道路技術センターに向向している間、および平成 24 年 10 月から在籍した京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程において取り組んだ一連の研究成果をとりまとめたものです。

本研究を遂行するにあたり、終始懇切丁寧なご指導、ご教示を頂きました京都大学大学院教授 杉浦邦征先生には、心より感謝の意を表しますとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授 宮川豊章先生、同教授 白土博通先生には、本研究のとりまとめにあたりまして、種々の貴重なご意見を賜りました。深く感謝の意を表します。

大阪市立大学大学院教授 山口隆司先生には、本研究の内容について、親切かつ熱心にご指導、ご教示を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授 金哲佑先生、同准教授 宇都宮智昭先生、同助教 橋本国太郎先生、並びに阪神高速道路（株）技術審議会鋼構造分科会の委員各位には、研究の実施にあたり、貴重なご助言を頂きました。深く謝意を表します。

筆者の学生時代の指導教授であり、阪神高速道路公団（当時）へ入社するきっかけをいただいた京都大学名誉教授 渡邊英一先生には、学位論文執筆にあたり、ご助言および温かい励ましのお言葉を頂きました。厚く御礼申し上げます。京都大学名誉教授 松本勝先生、関西大学教授 古田均先生には、激励のお言葉を頂きました。厚く御礼申し上げます。

阪神高速道路技術センターの石崎浩顧問（前理事長）には、学位取得に取り組む機会を与えていただくとともに常に温かい激励を頂きました。厚く御礼申し上げます。元同センターの迫田治行氏には、本研究の関連する内容に共同で取り組んで頂くとともに、貴重なご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。また同センターの大志万和也理事長、濱田信彦理事、下地勝啓課長ほか関係各位には、本研究を進めるにあたり、様々なご配慮を賜りましたこと、感謝申し上げます。同センターの長谷川望氏には、図面作成等で大変お世話になりました。

阪神高速道路（株）の加賀山泰一課長には、学位取得を目指すきっかけを作って頂くとともに、常日頃からご指導頂き、深謝申し上げます。また、本研究に関連する内容に共同で取り組んで頂いた阪神高速道路（株）の田畑晶子氏、杉山裕樹氏、飛ヶ谷明人氏、青木康素氏、資料を提供頂いた阪神高速技術（株）の仲田晴彦氏、データ整理に協力頂いた阪神高速技研（株）の中野憲文氏ほか、阪神高速グループの関係各位に大変お世話になりました。

実験材料を提供頂いたコニシ（株）の堀井久一氏と中別府二郎氏、実験に協力頂いた片山ストラテック（株）、関西ペイント販売（株）、（株）新免鉄工所、ダイワ工業（株）、（株）セイワマシン、（株）東京測器研究所、日鉄住金ボルテン（株）、深井建設（株）の関係各位に感謝申し上げます。また、実験の実施にあたり、京都大学技術職員の有馬博人氏、大阪市立大学大学院学生の方藤晋也氏、元同学生の方村聡氏（現在（株）横河住金ブリッジ）、京都大学大学院学生の方中大介氏には、大変お世話になりました。

ここで書き表せなかった数多くの関係者の皆様方に対し、心より御礼を申し上げます。

最後に、本論文を休日返上でまとめるにあたり、応援してくれた妻 千恵、長女 来実、次女 歩奈、長男 真寛、そして両親に感謝の意を表したいと思います。